

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

**CONCEPTION, CALCUL ET ANALYSE DE
PERFORMANCE D'UNE TOUR EN R + 17 + 7 E/SOL + 4
S/SOL, DEVELOPPEMENT DE PROGRAMME PYTHON
(RPA2024)**

Présenté par :

CHAIB Hichem

MASKER Ikram

Encadré par :

Mr TAFRAOUT Salim

Mr CHIKH Benazouz

Remerciements

Au terme de ce travail, nous rendons grâce à Allah, le Clément et le Miséricordieux, qui nous a accordé la santé, la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce projet de fin d'études.

Nous tenons ensuite à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Nous adressons tout particulièrement nos plus vifs et respectueux remerciements à notre encadrant, **M. Taфраout Salim**, pour son accompagnement exceptionnel tout au long de ce projet. Nous lui sommes profondément reconnaissants pour sa disponibilité constante, sa patience, son soutien indéfectible, ainsi que pour le temps précieux qu'il nous a consacré. Ses conseils avisés, ses orientations pertinentes, sa rigueur scientifique et sa confiance ont constitué un appui essentiel dans l'aboutissement de ce travail. Nous avons eu le privilège de bénéficier de son expérience et de son expertise, qui ont grandement enrichi notre formation et contribué à la réussite de ce projet.

Nous exprimons également notre profonde gratitude à notre Co-encadrant, **M. Chikh Benazouz**, pour son aide précieuse, ses remarques constructives et l'intérêt qu'il a porté à notre travail tout au long de son élaboration.

Nos sincères remerciements s'adressent également à notre maître de stage, **Mme Bensmaili Amina**, pour son accueil chaleureux, sa disponibilité, ses conseils avisés et son accompagnement durant la période de stage.

Nous remercions également les membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail et de lui consacrer leur temps et leur attention.

Nous remercions l'ensemble des enseignants et du personnel de l'**École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP)** pour la qualité de la formation dispensée, les connaissances transmises et les valeurs professionnelles inculquées tout au long de notre parcours académique.

Enfin, nous exprimons notre reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué, directement ou indirectement, à la réalisation de ce travail et à la réussite de notre parcours universitaire.

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents,

Aucune expression ne saurait traduire pleinement ma gratitude pour tout ce que vous avez fait pour moi. Merci pour votre amour inconditionnel, vos sacrifices, votre patience, vos encouragements et votre confiance constante. Votre soutien a toujours été ma plus grande force et la clé de chacune de mes réussites.

À mon frère et à ma sœur,

Pour leur présence, leur affection et leur soutien tout au long de mon parcours. Merci d'avoir toujours été à mes côtés dans les moments de doute comme dans les moments de joie.

À toute ma famille,

Pour son amour, ses encouragements et son soutien qui m'ont accompagné tout au long de mes études.

À mon binôme,

Pour sa collaboration, son sérieux, son implication et les efforts partagés tout au long de la réalisation de ce projet de fin d'études. Je la remercie pour son engagement et pour les moments de travail que nous avons partagés.

À mes amis,

Pour leur présence, leur soutien, les souvenirs partagés et tous les moments qui ont rendu ce parcours plus agréable. Chacun d'entre vous connaît la place particulière qu'il occupe dans ma vie.

À mes collègues,

Avec qui j'ai partagé de nombreuses expériences enrichissantes, ainsi que des moments de travail, d'entraide et de convivialité.

À toutes les personnes,

Qui ont contribué, de près ou de loin, à ma formation, à mon épanouissement et à la réalisation de ce travail.

Enfin,

Je me dédie ce travail en reconnaissance des efforts, de la persévérance, des sacrifices et de la détermination qui m'ont permis d'atteindre cet accomplissement. Que ce mémoire soit le témoignage du chemin parcouru et des objectifs atteints après plusieurs années d'études et de travail.

Hichem

À mes chers parents,

En témoignage de ma profonde gratitude pour leur amour, leurs sacrifices, leur soutien inconditionnel et leurs encouragements constants, qui ont toujours été ma plus grande source de motivation.

À mes chères sœurs,

Meriem, Amira, Sarah et Nour El Houda, pour leur affection, leur présence et leur soutien moral tout au long de mon parcours universitaire.

À mes beaux-frères,

Islem et Hichem, pour leurs encouragements, leur bienveillance et leur soutien.

À mes adorables neveux,

Adam et Acil, qui ont apporté joie et bonheur dans ma vie et qui ont été une source de réconfort dans les moments les plus difficiles.

À mon binôme,

Hichem, pour son sérieux, son engagement et l'esprit de collaboration qui ont marqué la réalisation de ce projet.

À mes chers amis,

Rania, Hadjer, Ikram et Kader, ainsi qu'à l'ensemble de mes amis, pour leur soutien, leur amitié sincère et les agréables moments partagés tout au long de mon parcours universitaire.

Et enfin, à moi-même,

Pour la persévérance, la discipline et la détermination dont j'ai fait preuve tout au long de mon parcours universitaire.

Je dédie ce travail avec toute mon affection et ma reconnaissance.

Ikram

العنوان:

تصميم وحساب وتحليل الأداء الزلزالي لبرج شاهق الارتفاع من الخرسانة المسلحة، مع تطوير أدوات برمجية بلغة Python وفق معيار RPA 2024

الملخص:

تُمثّل حماية المباني الشاهقة من المخاطر الزلزالية تحدياً محورياً في مجال البناء الحديث على المستوى العالمي، وبصفة خاصة في الجزائر. في هذا السياق، أُجريت دراسة زلزالية شاملة لمبنى سكني شاهق الارتفاع من الخرسانة المسلحة، مقام في مدينة الجزائر العاصمة، المصنّفة ضمن المناطق ذات الزلزالية العالية.

في مرحلة أولى، أُعدّت دراسة إنشائية بهدف تحديد الحل الأمثل من حيث المقاومة والاستقرار، استناداً إلى تحليل ديناميكي خطي لثلاثة أشكال إنشائية مُنمّجة ببرنامج ETABS. وقد أتاحت مقارنة الاستجابات الزلزالية اختيار الشكل الأنسب، الذي خُضع بعدها لتصميم تفصيلي دقيق وحساب تسليح جميع العناصر الإنشائية وفق التنظيمات الجزائرية المعمول بها.

بعد الانتهاء من التصميم الإنشائي، أُجري تحليل ديناميكي غير خطي بمخطط التسارع الزمني (NLTHA) من نوع FNA (Fast Nonlinear Analysis) في برنامج ETABS، لتقييم الأداء الزلزالي الفعلي للمنشأة. طُبّقت ثمانية سجلات زلزالية مختلفة، جرى معايرتها وفق الطيف المرن لـ RPA 2024. وثُبِّين النتائج أن المنشأة تبلغ مستوى أداء الإشغال الفوري (IO) وفق المعيار الأمريكي ASCE 41، إذ بلغ الحد الأقصى لنسبة الطلب إلى القدرة (D/C) 57.6%، مما يؤكد السلوك المرن شبه الكامل تحت الأحمال الزلزالية الشديدة المدروسة.

علاوة على ذلك، طُوّرت أداتان حسابيتان بلغة Python مزوّدتان بواجهات احترافية لأتمام التحققات الزلزالية التنظيمية وفق RPA 2024. يُبرز هذا العمل أهمية الجمع بين أساليب التحليل المتقدمة، والنمذجة العددية الدقيقة، وتطوير الأدوات البرمجية المخصصة، لتقييم أمان المنشآت المعقدة وضمانه في المناطق ذات الزلزالية العالية.

الكلمات المفتاحية:

مبنى شاهق الارتفاع؛ RPA 2024؛ مخطط التسارع الزمني؛ تحليل ديناميكي غير خطي؛ طريقة FNA؛ API-ETABS؛ الأداء الزلزالي؛ ASCE 41؛ Python.

Title :

Design, calculation and seismic performance analysis of a high-rise reinforced concrete building, with development of python tools (rpa 2024)

Abstract :

The protection of high-rise buildings against seismic hazards represents a major challenge in modern construction worldwide, and particularly in Algeria. In this context, a comprehensive seismic study was conducted on a reinforced concrete high-rise residential building located in Algiers, a zone classified as high seismicity.

In a first phase, a conceptual design study was carried out to determine the most suitable solution in terms of resistance and stability. This step was based on a linear dynamic analysis of three conceptual variants modeled using ETABS software. Comparison of seismic responses allowed the selection of the optimal variant. The latter was then subjected to detailed sizing and reinforcement design of all structural members, in compliance with Algerian regulations in force.

Once the structural design was completed, a nonlinear time history analysis (NLTHA) of the FNA (Fast Nonlinear Analysis) type was performed in ETABS to assess the actual seismic performance of the structure. Eight different accelerograms, scaled to the elastic spectrum of RPA 2024, were applied. Results demonstrate that the structure achieves the Immediate Occupancy (IO) performance level according to the American standard ASCE 41. The maximum demand-to-capacity ratio (D/C) obtained is 57.6%, confirming an essentially elastic behavior under the severe seismic demands considered.

Additionally, two Python calculation tools with professional graphical user interfaces were developed to automate regulatory seismic verifications in accordance with RPA 2024. This work highlights the value of combining advanced analysis methods, rigorous numerical modeling, and dedicated software development to assess and ensure the safety of complex structures in high-seismicity zones.

Keywords :

High-rise building ; RPA 2024 ; Accelerogram ; Nonlinear dynamic analysis ; FNA method; ETABS API ; Seismic Performance ; ASCE 41 ; Python.

Titre :

Conception, calcul et analyse de performance d'une tour en béton armé, développement de programme python (rpa 2024)

Résumé :

La protection des bâtiments de grande hauteur face aux risques sismiques représente un enjeu majeur de la construction moderne à travers le monde, et particulièrement en Algérie. Dans ce contexte, une étude parasismique complète a été menée sur un immeuble résidentiel de grande hauteur en béton armé, implanté à Alger, classée comme une zone à sismicité élevée.

Dans un premier temps, une étude de conception a été élaborée afin de déterminer la solution la plus adéquate en termes de résistance et de stabilité. Cette étape s'est appuyée sur une analyse dynamique linéaire de trois variantes conceptuelles modélisées à l'aide du logiciel ETABS. La comparaison des réponses sismiques a permis de sélectionner la variante optimale. Cette dernière a ensuite fait l'objet d'un dimensionnement approfondi et d'un calcul de ferrailage de l'ensemble des éléments résistants, conformément aux réglementations en vigueur en Algérie.

Une fois le dimensionnement de la structure achevé, une analyse dynamique non linéaire (NLTHA) de type FNA (Fast Nonlinear Analysis) a été effectuée avec ETABS afin d'évaluer la performance sismique réelle de l'ouvrage. Huit accélérogrammes différents, ajustés au spectre élastique du RPA 2024, ont été appliqués. Les résultats démontrent que la structure atteint le niveau de performance d'Occupation Immédiate (IO) selon le code américain ASCE 41. Le ratio demande/capacité (D/C) maximal obtenu est de 57,6 %, confirmant un comportement essentiellement élastique sous les sollicitations sismiques sévères considérées.

En complément, deux outils de calcul en Python, dotés d'interfaces graphiques professionnelles, ont été développés afin d'automatiser les vérifications parasismiques réglementaires selon le RPA 2024. Ce travail met en lumière l'intérêt de combiner les méthodes d'analyse avancées, la modélisation numérique rigoureuse et le développement d'outils numériques dédiés pour évaluer et garantir la sécurité des ouvrages complexes en zone à forte sismicité.

Mots-clés :

Bâtiment de grande hauteur ; RPA 2024 ; Accélérogramme ; Analyse dynamique non linéaire ; méthode FNA ; API-ETABS ; Performance Sismique ; ASCE 41 ; Python.

LISTE DES SYMBOLES ET NOTATIONS

A	: Coefficient d'accélération de zone au rocher (RPA 2024)
A_{sv}	: Section de ferrailage de l'âme du voile
A_t	: Section d'un cours d'armatures transversales (confinement)
b	: Largeur de la section
b_0	: Dimension minimale du noyau béton confiné
B_c	: Aire de la section de béton
B_r	: Section réduite du poteau
b_w	: Épaisseur du linteau ou de l'âme du voile
CP	: Collapse Prevention Niveau de performance Prévention de l'effondrement (ASCE 41)
C_T	: Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
d	: Hauteur utile de la section
d'	: Distance d'enrobage des armatures comprimées
D/C	: Rapport demande / capacité Demand to Capacity ratio (ASCE 41)
δ_{ek}	: Déplacement élastique au niveau k dû aux forces sismiques
Δ_k	: Déplacement horizontal relatif inter étage au niveau k par rapport au niveau k-1
E	: Module d'élasticité longitudinale (module de Young)
E_{ij}	: Module de déformation longitudinale instantané du béton
E_s	: Module d'élasticité de l'acier
E_{vj}	: Module de déformation longitudinale différé du béton
e_{0x}	: Excentricité entre le centre de rigidité et le centre de gravité suivant x
e_{0y}	: Excentricité entre le centre de rigidité et le centre de gravité suivant y
f_{adm}	: Flèche admissible
f_{cal}	: Flèche calculée
f_{c28}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours
f_{bu}	: Contrainte limite ultime de calcul du béton à la compression
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier (500 MPa pour FeE500)
f_{su}	: Contrainte limite ultime de l'acier
f_{t28}	: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours
f_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours
F_i	: Effort horizontal sismique revenant au niveau i
F_{pk}	: Force sismique exercée sur le diaphragme au niveau k
FNA	: Fast Nonlinear Analysis méthode d'analyse dynamique non linéaire (ETABS)
F_t	: Force concentrée au sommet de la structure

FS	: Coefficient de sécurité vis à vis du renversement
G	: Charge permanente
h	: Hauteur totale de la section
h_c	: Plus grande dimension de la section transversale du poteau
h_{cr}	: Hauteur critique du voile
h_e	: Hauteur de l'étage
h_N	: Hauteur totale de la structure jusqu'au dernier niveau
h_w	: La hauteur totale du voile
HA	: Acier haute adhérence
I	: Coefficient d'importance de l'ouvrage (RPA 2024)
I	: Moment d'inertie
IO	: « Immediate Occupancy » Niveau de performance Occupation Immédiate (ASCE 41)
i_x, i_y	: Rayons de giration
k	: La rigidité de la structure
L	: Portée maximale entre nus d'appuis
l_c	: Longueur de l'élément de rive du voile
l_{cl}	: Longueur libre du poteau ou du voile
l_f	: Longueur de flambement
l_{cr}	: Longueur critique de la poutre
l_s	: Rayon de giration massique en plan
LS	: « Life Safety » Niveau de performance Sécurité des personnes (ASCE 41)
l_w	: Longueur du voile
L_x	: La petite portée d'un panneau de dalle en béton armé mesurée entre nus d'appuis
L_y	: La grande portée d'un panneau de dalle en béton armé mesurée entre nus d'appuis
M_u	: Moment fléchissant de calcul à l'ELU
M_w	: Magnitude du seisme
N_d	: Effort normal de compression de calcul
N_u	: Effort normal ultime à l'ELU
PGA	: Peak Ground Acceleration Accélération de pointe du sol (g)
P_k	: Poids total de la structure au-dessus du niveau k
P_u	: Charge à l'ELU sur le voile / fondation
P_q	: La pondération à retenir selon le critère de qualité q
Q	: Charge d'exploitation
Q_F	: Facteur de qualité (RPA 2024)
R	: Coefficient de comportement de la structure (RPA 2024)
RL	: Acier rond lisse

r_x	: Rayon de torsion suivant x
r_y	: Rayon de torsion suivant y
S	: Coefficient de site (RPA 2024)
$Sa(T)$	: Accélération spectrale à la période T
$Sa/g(T0)$	: Ordonnée du spectre de calcul normalisé à la période T0
T_0	: Période fondamentale de la structure
T_1, T_2	: Périodes caractéristiques inférieure et supérieure de la catégorie de site
T_{calcul}	: Période fondamentale calculée par ETABS (analyse modale)
$T_{empirique}$	: Période fondamentale définie par la formule empirique du RPA 2024
V	: Résultante des forces sismiques à la base / Effort tranchant
V_k	: Effort tranchant d'étage au niveau k
V_u	: Effort tranchant de calcul à l'ELU
W	: Poids sismique total du bâtiment
WG_i	: Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes du niveau i
W_i	: Poids du niveau i pris en compte dans le calcul des forces sismiques
WQ_i	: Charges d'exploitation prises en compte au niveau i
W_{pk}	: Poids du diaphragme et des éléments tributaires au niveau k
z	: Distance entre les centres de gravité des armatures des extrémités confinées
α	: Coefficient d'efficacité du confinement / Coefficient d'élancement mécanique
γ_b	: Coefficient de sécurité du béton
γ_s	: Coefficient de sécurité de l'acier
δ_{ek}	: Déplacement élastique du aux forces sismiques F_i
Δk	: Déplacement inter étage au niveau k
ϵ_{sy}	: Déformation à la limite d'élasticité de l'acier
θ	: Coefficient dépendant de la durée d'application du chargement
θ_i	: Coefficient de stabilité vis à vis de l'effet P- Δ au niveau i
λ	: Élancement mécanique / Coefficient de correction de la période
μ_c	: Périmètre du pourtour de poinçonnement
$\mu\phi$	: Ductilité en courbure où locale (Courbure, ϕ)
η	: Coefficient de fissuration
ξ	: Pourcentage d'amortissement critique
σ_{bc}	: Contrainte limite de service du béton
$\overline{\sigma_s}$	: Contrainte limite de service de l'acier
τ_u	: Contrainte de cisaillement ultime admissible du béton
ν	: Coefficient de poisson.
ν_a	: Coefficient réducteur
ν_d	: Effort normal réduit

$\varnothing l$	: Diamètre des armatures longitudinales (mm)
$\varnothing t$	: Diamètre des armatures transversales (mm)
ψ	: Coefficient d'accompagnement des charges d'exploitation
ω_v	: Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âme du voile
χ_u	: Position de l'axe neutre à l'ELU
$\mu\varepsilon$	: Ductilité de déformation (Déformation, ε)
$\mu\theta$	: Ductilité de l'élément (Rotation, θ)
$\mu\delta$	: Ductilité de structure (Globale, déplacement), δ
μE	: Ductilité énergétique (Hystérétique), E
Δk	: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

TABLE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I. 1 : Zonage sismique (RPA 2024).	5
Figure I. 2 : Structure contreventée par voile.	6
Figure I. 3 : Facteur de ductilité (Park (1989)).	9
Figure I. 4 : Déformabilité –Ductilité –Facteur de ductilité (Bertero (1988) ; Kassoul (2015)).	9
Figure I. 5 : Ductilité et fragilité (Gioncuet Mazzolani (2002) ; Sebai (2012)).	10
Figure I. 6 : Comportement « ductile et fragile » (Sebai (2012)).	10
Figure I. 7 : Méthodes de calcul sismique.	13
Figure I. 8 : La phrase MDOF la phrase équivalente ESDOF.	14

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Figure II. 1 : image satellitaire qui présente la localisation exacte du projet.	19
Figure II. 2 : Plan Terrasse.....	21
Figure II. 3 : Plan Attique 2.	21
Figure II. 4 : Plan Attique 1.	21
Figure II. 5 : Plan 15 ^{ème} étage.	21
Figure II. 6 : Plan étage courant (1 ^{er} au 14 ^{ème} étage).	22
Figure II. 7 : Plan RDC.....	22
Figure II. 8 : Plan E/S 1.	22
Figure II. 9 : Plan E/S 2 à 4.	22
Figure II. 10 : Plan E/S 5.	22
Figure II. 11 : Plan E/S6.	22
Figure II. 12 : Plan E/S 7.	23
Figure II. 13 : Plan S/S 1 à 2.....	23
Figure II. 14 : Plan S/S 3.	23
Figure II. 15 : Plan S/S 4.	23
Figure II. 16 : Plan en élévation.	24

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure III. 1 : Conception de la variante 01.....	33
Figure III. 2 : Conception de la variante 02.....	33
Figure III. 3 : conception de la variante 03.....	34
Figure III. 4 : Vue 3D d'une poutre	42
Figure III. 5 : Vue en plan de la surface chargée qui revient aux poteaux P1 variante 01. .	50
Figure III. 6 : Vue en plan de la surface chargée qui revient aux poteaux P2 variante 02. .	51
Figure III. 7 : Vue 3D d'un voile.	61
Figure III. 9 : escaliers à quartiers tournants.	64
Figure III. 8 : escaliers à deux volées parallèles et un palier intermédiaire.	64
Figure III. 10 : éléments constitutifs d'un escalier.	65
Figure III. 11 : Détail de l'acrotère	67

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Figure IV. 1 : Vue en 3D du modèle numérique de la 1 ^{ère} variante.	70
Figure IV. 2 : Vue en plan d'entre-sol V1.....	70
Figure IV. 3 : Vue en plan de RDC V1.	70
Figure IV. 4 : Vue en plan des étages courants (du 1er au 14eme étage) V1.....	71
Figure IV. 5 : Vue en 3D du modèle numérique de la 2 ^{ème} variante.	71
Figure IV. 6 : Vue en plan d'entre-sol V2.....	71
Figure IV. 7 : Vue en plan de RDC V2.	72
Figure IV. 8 : Vue en plan des étages courants (du 1er au 14eme étage) V2.....	72
Figure IV. 9 : Vue en 3D du modèle numérique de la 3 ^{ème} variante.	72
Figure IV. 10 : Vue en plan d'entre-sol V3.....	73
Figure IV. 11 : Vue en plan de RDC V3	73
Figure IV. 12 : Vue en plan des étages courants (du 1er au 14eme étage) V3.....	73
Figure IV. 13 : Représentation du 1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} mode de la variante 01.....	75
Figure IV. 14 : Représentation du 1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} mode de la variante 02.....	76
Figure IV. 15 : Représentation du 1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} mode de la variante 03.....	77
Figure IV. 16 : Spectre de réponse sismique de calcul.	94
Figure IV. 17 : Les Déplacements Horizontaux suivant X.	96
Figure IV. 18 : Les Déplacements Horizontaux suivant Y.....	96

Figure IV. 19 : déplacement inter étage suivant X.	98
Figure IV. 20 : déplacement inter étage suivant Y.	98
Figure IV. 21 : Vérification P- Δ suivant X.	100
Figure IV. 22 : Vérification P- Δ suivant Y.	100

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Figure V. 1 : moments en Dalle 25cm sous Combinaison ELU.	112
Figure V. 2 : moments en Dalle 25cm sous Combinaison ELA.	113
Figure V. 3 : moments en Dalle 20cm sous Combinaison ELU.	113
Figure V. 4 : moments en Dalle 20cm sous Combinaison ELA.	113
Figure V. 5 : Ferrailage de la dalle en zone d'appui nécessitant un renfort	114
Figure V. 6 : Ferrailage de la dalle.....	114
Figure V. 7 : Schéma de Ferrailage d'une poutre 30x60.	119
Figure V. 8 : Schéma de Ferrailage d'une poutre 30x50.	120
Figure V. 9 : Localisation de poteau le plus sollicité.	121
Figure V. 10 : Schéma de Ferrailage Poteau 30x30.....	125
Figure V. 11 : Localisation des voiles P4hv , P14v en plan.....	125
Figure V. 12 : Enveloppe de Moment du voile P4HV sous la combinaison $G+\psi Q+E1$... 128	
Figure V. 13 : Enveloppe de Moment du voile P14V sous la combinaison $G+\psi Q+E2$... 128	
Figure V. 14 : Élément de rive pour les voiles.....	129
Figure V. 15 : Schéma de Ferrailage Voile P _{4HV}	139
Figure V. 16 : Schéma de Ferrailage Voile P _{14V}	140
Figure V. 17 : Schema de Ferrailage de Linteau.....	143

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI. 1 : Radier avec débord.	146
Figure VI. 2 : Actions supportées par le radier.	146
Figure VI. 3 : modalisation de l'infrastructure	147
Figure VI. 4 : Schéma de transmission des charges sur le radier sous voile.	149
Figure VI. 5 : Les contraintes dans le sol à l'ELS.	150
Figure VI. 6 : Les contraintes dans le sol par les combinaisons $G + \psi Q \pm 1,4E1$ et $G + \psi Q \pm 1,4E2$ respectivement.....	151

Figure VI. 7 : Les contraintes dans le sol à l'ELU.	151
Figure VI. 8 : moments en Dalle sous Combinaison ELU.	152
Figure VI. 9 : moments en Dalle sous Combinaison ELA.	153

CHAPITRE VII : ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE (TIME HISTORY)

Figure VII. 1 : Réponse supposée d'un modèle supposé.	155
Figure VII. 2 : Réponse réelle d'une structure réelle.	156
Figure VII. 3 : les méthodes de modélisation non linéaire.	162
Figure VII. 4 : La courbe de comportement simplifiée (Backbone Curve).....	163
Figure VII. 5 : Rotules plastique dans les poutres.	166
Figure VII. 6 : Définition automatique des rotules plastique de type M3 pour les poutres sur ETABS.	166
Figure VII. 7 : Définition automatique des rotules en fibre de type Fiber P-M2-M3 pour les poteaux sur ETABS.	167
Figure VII. 8 : Définition automatique des rotules en fibre de type Fiber P-M3 pour les voiles sur ETABS.....	168
Figure VII. 9 : la loi de comportement du béton.	169
Figure VII. 10 : Exemple d'une courbe d'hystérésis de « Takeda ».....	169
Figure VII. 11 : la loi de comportement d'acier.	170
Figure VII. 12 : Définition du cas de chargement sous charges gravitaires non linéaires.	170
Figure VII. 13 : Définition de chargement sismique de type spectre de réponse élastique.	171
Figure VII. 14 : Définition du chargement des accélérogrammes.	172
Figure VII. 15 : comparaison du spectre élastique avec le spectre médian pour les accélérogrammes sélectionnés.	172
Figure VII. 16 : Résultats des déplacement horizontaux.....	173
Figure VII. 17 : Résultats de déplacement inter-étage	174
Figure VII. 18 : Résultats d'effort tranchant	175
Figure VII. 19 : Résultats de moment de renversement	176
Figure VII. 20 : Répartition des rapports Demande/Capacité (D/C) des rotules plastiques pour l'objectif de performance Immediate Occupancy (IO).....	177

CHAPITRE VIII : DEVELOPPEMENT D'OUTILS DE CALCUL PYTHON POUR VERIFICATION SISMIQUE (RPA2024)

Figure VIII. 1 : Interface de saisie des paramètres sismiques.	182
Figure VIII. 2 : Affichage automatique des paramètres selon les tableaux du RPA 2024.	183
Figure VIII. 3 : Graphe des spectres de réponse $S_{ad}/g[T]$ et $S_{vd}/g[T]$	184
Figure VIII. 4 : Résultats numériques $S_{ad}/g(T_0)$ et forces sismiques V.	185
Figure VIII. 5 : Aperçu du fichier export .txt des résultats spectraux.	186
Figure VIII. 6 : Interface de saisie des données de Vérification Déplacement inter-étage.	190
Figure VIII. 7 : Interface de saisie des données de Vérification au renversement.	191
Figure VIII. 8 : Interface de saisie des données de Vérification Effet P- Δ	192
Figure VIII. 9 : Résultats de la vérification du déplacement inter-étage Directions X et Y.	193
Figure VIII. 10 : Résultats de la vérification au non renversement Directions X et Y.	194
Figure VIII. 11 : Résultats de la vérification de l'effet P-Delta Directions X et Y.	195

TABLE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau I. 1 : différent type de ductilité (Park (1989)).	12
---	----

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Tableau II. 1 : Organisation Architecturale.....	20
Tableau II. 2 Elévations et hauteur d'étage par niveau.....	24
Tableau II. 3 : Résistance du béton à la compression.	26
Tableau II. 4 : Résistance du béton à la traction.	27
Tableau II. 5 : Contrainte admissible à la compression du béton.	28
Tableau II. 6 : Module de déformation instantané du béton.	28
Tableau II. 7 : Module de déformation différé du béton.....	28
Tableau II. 8 : coefficient de Poisson.....	29
Tableau II. 9 : Contrainte admissible à la traction de l'acier à l'ELU.	29
Tableau II. 10 : Contrainte admissible à la traction de l'acier à l'ELS.....	30

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Tableau III. 1 : Épaisseur minimale des planchers coupe-feu.	35
Tableau III. 2 : Epaisseur du plancher de variante 01.	36
Tableau III. 3 : Vérification de la flèche de plancher variante 01.	37
Tableau III. 4 : Epaisseur du plancher de variante 02.	37
Tableau III. 5 : Vérification de la flèche de plancher variante 02.	38
Tableau III. 6 : Epaisseur du plancher variante 03.	38
Tableau III. 7 : Vérification de la flèche de plancher variante 03.	39
Tableau III. 8 : Charges d'exploitation.....	39
Tableau III. 9 : Descente de charge du plancher terrasse inaccessible.	40
Tableau III. 10 : Descente de charge du plancher étage courant.	40
Tableau III. 11 : Descente de charge du plancher balcon/Terrasse.....	41
Tableau III. 12 : Descente de charge du plancher parking.	41
Tableau III. 13 : Descente de charge des murs extérieurs.	41
Tableau III. 14 : Détails de calculs des poutres sens X périphériques.....	42

Tableau III. 15 : Vérification de la flèche des poutres sens X périphériques variantes 01..	43
Tableau III. 16 : Vérification de la flèche des poutres sens X périphériques variantes 02..	44
Tableau III. 17 : Détails de calculs des poutres sens Y périphériques.	44
Tableau III. 18 : Vérification de la flèche des poutres Y périphériques variante 01.	45
Tableau III. 19 : Vérification de la flèche des poutres sens Y périphériques variante 2.....	45
Tableau III. 20 : Détails de calculs des poutres sens X interne.	45
Tableau III. 21 : Vérification de la flèche des poutres sens X interne variantes 01.	46
Tableau III. 22 : Vérification de la flèche des poutres sens X interne variantes 02.	47
Tableau III. 23 : Détails de calculs des poutres sens Y interne.	47
Tableau III. 24 : Vérification de la flèche des poutres Y interne variante 01.	48
Tableau III. 25 : Vérification de la flèche des poutres sens Y interne variante 2.	48
Tableau III. 26 : Les valeurs des surfaces revenant aux poteaux.....	51
Tableau III. 27 : Les efforts normaux par étage revenant aux poteaux variante 01.....	53
Tableau III. 28 : Les efforts normaux par étage revenant aux poteaux variante 02.....	54
Tableau III. 29 : La loi de dégression.	54
Tableau III. 30 : Coefficient de dégression des charges d'exploitation.	55
Tableau III. 31 : Pré Dimensionnement de poteau P1 variante 01.	56
Tableau III. 32 : Pré Dimensionnement de poteau P2 variante 02.	57
Tableau III. 33 : Vérification des conditions de RPA 2024 variante 01.	58
Tableau III. 34 : Vérification des conditions de RPA 2024 variante 02.	59
Tableau III. 35 : Vérification de condition du flambement poteaux P1 variante 01.....	60
Tableau III. 36 : Vérification de condition du flambement poteaux P2 variante 02.....	61
Tableau III. 37 : Coupe des voiles en plan et conditions de rigidité aux extrémités.	62
Tableau III. 38 : Conditions de rigidité aux extrémités.	63
Tableau III. 39 : Résultats du prédimensionnement géométrique de l'escalier.	65
Tableau III. 40 : Descente de charge de la Paillasse.....	66
Tableau III. 41 Descente de charge de Palier.....	66

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau IV. 1 : Résultats de l'analyse modale de la variante 01.	74
Tableau IV. 2 : Résultats de l'analyse modale de la variante 02.	75
Tableau IV. 3 : Résultats de l'analyse modale de la variante 03.	76

Tableau IV. 4 : Les périodes fondamentale définie par la méthode numérique des trois variantes.	78
Tableau IV. 5 : Vérification de la période fondamentale des trois variantes.	78
Tableau IV. 6 : Coefficient de correction λ des trois variants.	80
Tableau IV. 7 : Participation des Voile dans la reprise de l'effort tranchant à la base.	81
Tableau IV. 8 : Vérification de système 6 variante 01.	83
Tableau IV. 9 : Vérification de système 6 variante 02.	84
Tableau IV. 10 : Vérification de système 6 variante 03.	84
Tableau IV. 11 : Vérification du critère b2 variante 01.	86
Tableau IV. 12 : Vérification du critère b2 variante 02.	87
Tableau IV. 13 : Vérification du critère b2 variante 03.	88
Tableau IV. 14 : Vérification du critère b3 variante 01.	89
Tableau IV. 15 : Vérification du critère b3 variante 02.	90
Tableau IV. 16 : Vérification du critère b3 variante 03.	91
Tableau IV. 17 : Facteur de qualité Q_F	92
Tableau IV. 18 : Poids W des 3 variantes.	93
Tableau IV. 19 : Valeur de la force sismique par la méthode statique équivalente.	93
Tableau IV. 20 : Paramètres de Spectre des 3 variantes.	94
Tableau IV. 21 : Vérification de la résultante des forces sismiques.	95
Tableau IV. 22 : Vérification de la résultante des forces sismiques corrigée.	95
Tableau IV. 23 : Justification de la stabilité au non renversement de la variante 01 suivant X.	102
Tableau IV. 24 : Justification de la stabilité au non renversement de la variante 01 suivant Y.	103
Tableau IV. 25 : Justification de la stabilité au non renversement de la variante 02 suivant X.	104
Tableau IV. 26 : Justification de la stabilité au non renversement de la variante 02 suivant Y.	105
Tableau IV. 27 : Justification de la stabilité au non renversement de la variante 03 suivant X.	106
Tableau IV. 28 : Justification de la stabilité au non renversement de la variante 03 suivant Y.	107
Tableau IV. 29 : Tableau comparatif des trois variantes.	108

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Tableau V. 1 : Récapitulatif du Ferrailage des Dalles.....	114
Tableau V. 2 : Longueur critique des poutres.	115
Tableau V. 3 : Les sollicitations extrêmes sur les poutres.	116
Tableau V. 4 : Armatures longitudinales des poutres.....	116
Tableau V. 5 : Armature transversale des poutres.....	118
Tableau V. 6 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes des poutres.....	119
Tableau V. 7 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	122
Tableau V. 8 Vérification spécifique sous sollicitations normales.	122
Tableau V. 9 : Ferrailage de Poteau.	123
Tableau V. 10 : Armature transversale de poteau.....	124
Tableau V. 11 : Vérification spécifique sous sollicitations normales des voiles.....	126
Tableau V. 12 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes de voile.	126
Tableau V. 13 : Calcul de la hauteur critique des voiles.	127
Tableau V. 14 : Dimensions des éléments de rive confinés.	129
Tableau V. 15 : Epaisseur minimale des éléments de rives confinés.	129
Tableau V. 16 : Armatures longitudinales dans les éléments de rive.	130
Tableau V. 17 : Armatures transversal de l'élément de rive.	131
Tableau V. 18 : Les aciers verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile.....	131
Tableau V. 19 : Armatures transversales de l'âme du voile.	132
Tableau V. 20 : Ferrailage longitudinal aux extrémités Voile P4hv	133
Tableau V. 21 : Ferrailage longitudinal aux extrémités Voile P14v	134
Tableau V. 22 : Ferrailage horizontale de l'âme de voile au-dessus de la zone critique voile P4hv	135
Tableau V. 23 : Ferrailage horizontale de l'âme de voile au-dessus de la zone critique voile P14v	136
Tableau V. 24 : Les aciers verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile.....	138
Tableau V. 25 : Vérification de la ductilité locale des voiles.....	138
Tableau V. 26 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes de linteau.	140
Tableau V. 27 : Vérification le cas de ferrailage de linteau.	141
Tableau V. 28 : Récapitulatif du ferrailage du Linteau.	143

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI. 1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.	148
Tableau VI. 2 : Impact du voile sur la dalle du radier.	149
Tableau VI. 3 : Vérification des contraintes dans le sol à l'ELS.	150
Tableau VI. 4 : Vérification des contraintes dans le sol à l'ELA.	150
Tableau VI. 5 : Vérification des contraintes dans le sol à l'ELU.	151

CHAPITRE VII : ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE (TIME HISTORY)

Tableau VII. 1 : Les différents types de non-linéarité.	157
Tableau VII. 2 : Les principales méthodes de modélisation non linéaire des structures. ..	160
Tableau VII. 3 : Signaux sélectionnés pour l'analyse Time History.	164
Tableau VII. 4 : Caractéristiques des signaux choisis.	165
Tableau VII. 5 : Valeurs des rapports D/C obtenues pour les niveaux de performance IO, LS et CP.	178

CHAPITRE VIII : DEVELOPPEMENT D'OUTILS DE CALCUL PYTHON POUR VERIFICATION SISMIQUE (RPA2024)

Tableau VIII. 1 : Paramètres sismiques déterminés automatiquement par l'outil selon le RPA 2024.	181
Tableau VIII. 2 : Paramètres d'entrée utilisés pour la validation.	186
Tableau VIII. 3 : Comparaison des valeurs S_{ad}/g aux points caractéristiques.	187
Tableau VIII. 4 : Comparaison des valeurs S_{vd}/g aux points caractéristiques.	187
Tableau VIII. 5 : Comparaison des résultats de la force sismique V.	188
Tableau VIII. 6 : Paramètres de la structure utilisé pour la validation.	195
Tableau VIII. 7 : Comparaison des déplacements inter-étages Direction X Non effondrement.	196
Tableau VIII. 8 : Comparaison des déplacements inter-étages Direction X Limitation des dommages.	196
Tableau VIII. 9 : Comparaison des déplacements inter-étages Direction Y Non effondrement.	197
Tableau VIII. 10 : Comparaison des déplacements inter-étages Direction Y Limitation des dommages.	197
Tableau VIII. 11 : Comparaison des résultats de la vérification au renversement.	198
Tableau VIII. 12 : Comparaison des coefficients θ_i Direction X.	198

Tableau VIII. 13 : Comparaison des coefficients θ_i Direction Y. 199

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	
I.1. INTRODUCTION.....	5
I.2. LES STRUCTURES CONTREVENTÉES PAR VOILE DALLE	6
I.2.1. Définition du système voiles-dalles	6
I.2.2. Aspect technique	6
I.2.3. Détermination de l'emplacement des voiles	7
I.3. LA CONCEPTION PARASISMIQUE	7
I.3.1. Capacité de résistance	8
I.3.2. Rigidité latérale	8
I.3.3. Ductilité.....	8
I.3.4. Stabilité.....	8
I.4. NOTIONS DE BASE SUR LA DUCTILITE	8
I.4.1. Définition de la ductilité.....	8
I.4.2. Facteur de ductilité	8
I.4.3. Relation « Déformabilité - Ductilité ».....	9
I.4.4. Relation « Ductilité – Fragilité ».....	9
I.4.5. Différents types de ductilité	10
I.4.5.1. Ductilité de déformation.....	11
I.4.5.2. Ductilité en courbure	11
I.4.5.3. Ductilité des éléments	11
I.4.5.4. Ductilité de structure	11
I.4.5.5. Ductilité énergétique	11
I.5. METHODES DE CALCUL SISMIQUE	12
I.5.1. Méthode statique équivalente.....	13
I.5.2. Méthode modale spectrale (Analyse dynamique linéaire)	13
I.5.3. Méthode statique non linéaire « push over ».....	13
I.5.4. Méthode dynamique non linéaire temporelle.....	14
I.6. COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES STRUCTURES EN BETON ARME	15

I.6.1. Non-linéarités géométriques (cinématiques).....	15
I.6.2. Non-linéarités constitutives (matérielle ou rhéologique).....	15
I.7. PROPRIETES DYNAMIQUE DES STRCTURES	16
I.7.1. Fréquence et Période Naturelle	16
I.7.2. L'Amortissement	16
I.7.3. Rigidité Latérale.....	17
I.8. CONCLUSION	17

CHAPITRE II : DESCRIPTIONDE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION	19
II.2. PRESENTATION GENERALE	19
II.3. ORGANISATION ARCHITECTURALE	20
II.4. CARACTERISTIQUES DU PROJET	21
II.4.1. En plan	21
II.4.2. En élévation	23
II.5. CLASSIFICATION SELON LES NORMES ALGERIENNES.....	26
II.5.1. Classification selon le RPA 2024	26
II.5.2. Classification selon le RNV 2013	26
II.6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	26
II.6.1. Le Béton.....	26
II.6.1.1. La Résistance du Béton.....	26
II.6.1.2. Contrainte Admissible de Compression.....	27
II.6.1.3. Module de Déformation.....	28
II.6.1.4. Coefficient de Poisson	29
II.6.2. L'Acier	29
II.6.2.1. Contrainte Admissible à la Traction.....	29
II.7. LES LOGICIELS UTILISES	30
II.8. LES REGLEMENTS UTILISES.....	31
II.9. CONCLUSION.....	31

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION	33
III.2. PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....	34
III.2.1. Détermination des épaisseurs	36
III.2.2. Evaluation des charges et surcharges	39
III.2.2.1. Charges d'exploitation.....	39
III.2.2.2. Plancher pour terrasse inaccessible	40
III.2.2.3. Plancher pour étage courant	40
III.2.2.4. Plancher pour balcon	41
III.2.2.5. Plancher pour parking.....	41
III.2.2.6. Maçonnerie	41
III.3. PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	42
III.3.1. Poutres sens X périphérique	42
III.3.2. Poutres sens Y périphériques	44
III.3.3. Poutres sens X interne	45
III.3.4. Poutres sens Y interne.....	47
III.4. PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	48
III.4.1. Calcul de la surface coffrée de poteau	50
III.4.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux	51
III.4.3. Loi de dégression et surcharges d'exploitation	54
III.4.4. Vérification des conditions de RPA 2024	58
III.4.5. Vérification de non-flambement des poteaux.....	59
III.5. PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES VOILES.....	61
III.5.1. Prédimensionnement Voiles de contreventement	62
III.5.2. Prédimensionnement des voiles périphériques.....	63
III.6. PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	64
III.6.1. Prédimensionnement de l'escalier	64
III.6.2. Prédimensionnement de l'acrotère	67
III.7. CONCLUSION	67

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION	69
PARTIE 01 : MODELISATION NUMERIQUE ET ANALYSE MODALE	
IV.2. MODÈLE NUMÉRIQUE DE LA STRUCTURE	70
IV.2.1. La Première Variante.....	70
IV.2.2. La Deuxième Variante.....	71
IV.2.3. La Troisième Variante	72
IV.3. ANALYSE MODALE	74
IV.3.1. Résultats de l'analyse modale de la variante 01	74
IV.3.2. Résultats de l'analyse modale de la variante 02	75
IV.3.3. Résultats de l'analyse modale de la variante 03	76
IV.3.4. Vérification de la période fondamentale de la structure des trois variantes	77
PARTIE 02 : ANALYSE SISMIQUE	
IV.4. MÉTHODES DE CALCULS	79
IV.4.1. Méthode statique équivalente	79
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale.....	79
IV.4.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	80
IV.5. ÉTUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.....	80
IV.5.1. Coefficient De Correction λ	80
IV.5.2. Coefficient d'Accélération De La Zone A	81
IV.5.3. Coefficient de Site S	81
IV.5.4. Coefficient d'Importance I.....	81
IV.5.5. Système de Contreventement.....	81
IV.5.5.1. Analyse de La Participation Des Eléments	81
IV.5.5.2. Vérification de l'effet noyau.....	82
IV.5.6. Coefficient d'Accompagnement ψ Pour La Charge D'exploitation Q.....	85
IV.5.7. Facteur De Qualité Q_F	85
IV.5.8. Spectre De Calcul Normalise Par Rapport A La Valeur De l'Accélération De La Pesanteur	92
IV.5.9. Poids de la structure	93
IV.5.10. Force Sismique Par La Méthode Statique Equivalente	93
IV.5.11. METHODE MODALE SPECTRALE.....	94

IV.5.11.1. Paramètres de Spectre	94
IV.5.11.2. Vérification de résultante des forces sismiques de calcul a la base	94
IV.5.12. JUSTIFICATION DE LA SÉCURITÉ	95
IV.5.12.1. Vérification des Déplacements Horizontaux	95
IV.5.12.2. Vérification des Déplacements Inter Etage.....	96
IV.5.12.3. Vérification de L'effet P- Δ	99
IV.5.12.4. Vérification De La Stabilité Au Non Renversement.....	101

PARTIE 03 : CHOIX DE LA CONCEPTION FINALE

IV.6. COMPARAISON DES VARIANTES	108
IV.7. ANALYSE COMPARATIVE	109
IV.8. CONCLUSION : VARIANTE RETENUE.....	110

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

V.1. INTRODUCTION.....	112
V.2. ÉTUDE DES DALLES	112
V.2.1. Approche Adoptée	112
V.2.2. Calcul Ferrailage des dalles	112
V.2.2.1. Dalles à Épaisseur $h = 25$ cm	112
V.2.2.2. Dalles à Épaisseur $h = 20$ cm	113
V.2.3. Schémas de ferrailage des dalles.....	114
V.3. ÉTUDE DES POUTRES	115
V.3.1. Exigences de ductilité pour la zone critique.....	115
V.3.2. Les sollicitations extrêmes sur les poutres	115
V.3.3. Calcul de ferrailage des poutres	116
V.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton.....	118
V.3.5. Schémas de ferrailage des poutres	119
V.4. ÉTUDE DES POTEAUX	120
V.4.1. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	121
V.4.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales	122
V.4.3. Calcul de ferrailage des poteaux	122
V.4.4. Schéma de ferrailage du poteau	124
V.5. ÉUDE DE VOILE	125

V.5.1. Vérification de la condition de l'effort normal réduit	126
V.5.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	126
V.5.3. Vérification de la condition d'élancement	126
V.5.4. Calcul de la hauteur critique	127
V.5.5. Enveloppe de calcul des moments fléchissant	128
V.5.6. Exigences de ductilité pour la zone critique.....	128
V.5.7. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive.....	130
V.5.8. Armatures transversales dans les éléments de rive.....	130
V.5.9. Ferrailage de l'âme du voile.....	131
V.5.10. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique.....	132
V.5.11. Conditions de ductilité locale	138
V.5.12. Schémas de ferrailage des voiles.....	139
V.6. ETUDE DES LINTEAUX	140
V.6.1. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	140
V.6.2. Calcul de Ferrailage de linteau.....	141
V.6.3. Schéma de ferrailage du linteau	143
V.7. CONCLUSION	144

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION.....	146
VI.2. RADIER	146
VI.2.1. Définition du radier	146
VI.2.2. Mode de fonctionnement.....	146
VI.3. CARACTERISTIQUES DU SITE D'ASSISE	147
VI.4. MODELISATION DE RADIER	147
VI.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER	148
VI.6. VERIFICATION	148
VI.6.1. Condition de cisaillement.....	148
VI.6.2. Vérification de poinçonnement	148
VI.6.3. Vérification des contraintes dans le sol	149
VI.7. FERRAILAGE DE RADIER	152
VI.8. CONCLUSION	153

CHAPITRE VII : ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE (TIME HISTORY)

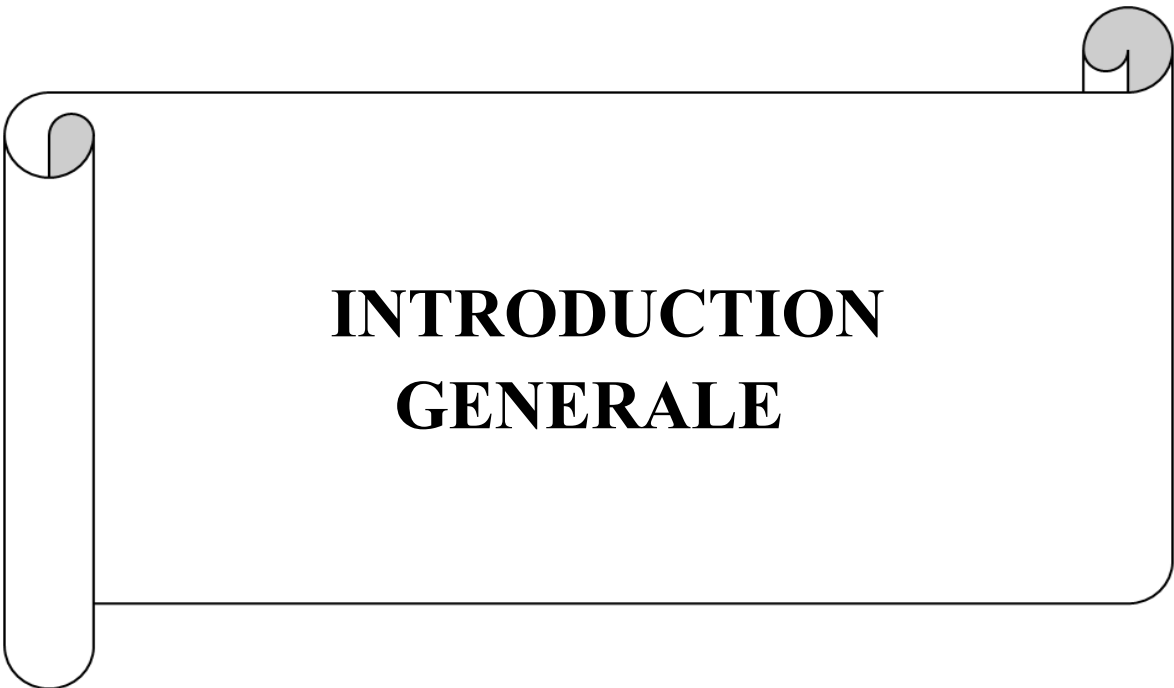
VII.1. INTRODUCTION	155
VII.2. LIMITES DE L'ANALYSE LINEAIRE ET NECESSITE DE L'APPROCHE NON LINEAIRE	157
VII.3. LES SOURCES DU NON LINEARITE	157
VII.4. APPROCHES NUMERIQUES DE L'ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE	158
VII.4.1. FNA (Fast Nonlinear Analysis - Analyse Non Linéaire Rapide)	159
VII.4.1.1. Principe de base	159
VII.4.1.2. Avantages de la FNA.....	159
VII.4.2. DIM (Direct Integration Method - Méthode d'Intégration Directe).....	159
VII.4.2.1. Principe de base	159
VII.4.2.2. Avantages de la DIM	159
VII.4.3. Choix de la méthode FNA pour ce cas d'étude.....	159
VII.5. LES PRINCIPALES METHODES DE MODELISATION NON LINEAIRE DES STRUCTURES	160
VII.6. LES CRITERES D'EVALUATION DE LA PERFORMANCE SISMIQUE	162
VII.7. CHOIX DES ACCELEROGRAMMES	164
VII.8. MODELISATION ET DEFINITION DU COMPORTEMENT NON LINEAIRE DE LA STRUCTURE	166
VII.8.1. Rotules plastiques pour les éléments poutres.....	166
VII.8.2. Approche du modèle de fibres pour les éléments poteaux.....	167
VII.8.3. Approche du modèle de fibres (plasticité distribuée) pour les voiles	167
VII.8.4. Définition de la non-linéarité des matériaux : (Loi de comportement).....	168
VII.8.4.1. Béton	168
VII.8.4.2. Acier	169
VII.9. DEFINITION DU CHARGEMENT SEISMIQUE DANS LE MODELE.....	170
VII.9.1. Définition du chargement gravitaire non linéaire	170
VII.9.2. Définition de chargement sismique de type spectre de réponse élastique	171
VII.9.3. Introduction des accélérogrammes.....	171
VII.10. RESULTATS DE L'ANALYSE « FNA » PAR ACCELEROGRAMMES	172
VII.10.1. Comparaison du spectre médian d'accélérogrammes au spectre élastique....	172

VII.10.2. Déplacements horizontaux :	173
VII.10.3. Deplanements inter-étage :	174
VII.10.4. Effort Tranchant V :	175
VII.10.5. Moment de renversement :	176
VII.10.6. Analyse des performances des éléments structuraux pour le niveau Immediate Occupancy (IO) :	177

CHAPITRE VIII : DEVELOPPEMENT D'OUTILS DE CALCUL PYTHON POUR VERIFICATION SISMIQUE (RPA2024)

VII.11. CONCLUSION	178
VIII.1. INTRODUCTION	180
VIII.2. OUTIL N°1 : SPECTRE RPA2024	180
VIII.2.1. Présentation générale	180
VIII.2.2. Fondements théoriques	180
VIII.2.3. Détermination automatique des paramètres.....	180
VIII.2.4. Interface et fonctionnalités	181
VIII.2.5. Illustrations du programme.....	182
VIII.2.5.1. Interface de saisie des paramètres.....	182
VIII.2.5.2. Affichage automatique des paramètres :	183
VIII.2.5.3. Graphe des spectres de réponse	183
VIII.2.5.4. Affichage des résultats et de la force sismique V	184
VIII.2.5.5. Aperçu du fichier export .txt.....	185
VIII.2.6. Validation par comparaison avec Excel	186
VIII.2.6.1. Données d'entrée du cas test	186
VIII.2.6.2. Comparaison du spectre S_{ad}/g [T]	187
VIII.2.6.3. Comparaison du spectre S_{vd}/g [T]	187
VIII.2.6.4. Comparaison de la force sismique V à T_0	188
VIII.2.6.5. Analyse des résultats.....	188
VIII.3. Outil n°2 — Vérifications RPA 2024	189
VIII.3.1. Présentation générale	189
VIII.3.2. Vérifications réalisées.....	189
VIII.3.3. Interface et fonctionnalités	189

VIII.3.4. Illustrations du programme	189
VIII.3.4.1. Interface de saisie des données structurales.....	189
VIII.3.4.2. Résultats de la vérification du déplacement inter-étage	192
VIII.3.4.3. Résultats de la vérification au renversement	193
VIII.3.4.4. Résultats de la vérification de l'effet P-Delta	194
VIII.3.5. Validation par comparaison avec Excel	195
VIII.3.5.1. Données d'entrée du cas test	195
VIII.3.5.2. Déplacement inter-étage Direction X	196
VIII.3.5.3. Déplacement inter-étage Direction Y	197
VIII.3.5.4. Vérification au renversement :	198
VIII.3.5.5. Effet P-Delta Direction X :	198
VIII.3.5.6. Effet P-Delta Direction Y :	199
VIII.3.5.7. Analyse des résultats :	199
VIII.4. CHOIX TECHNOLOGIQUES ET ENVIRONNEMENT DE DEVELOPPEMENT	
200	
VIII.5. CONCLUSION :	201
VIII.6. PERSPECTIVES FUTURES	201
 CONCLUSION GÉNÉRALE.....	203
 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	206



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Face à l'urbanisation croissante et à la demande accrue en infrastructures modernes, les bâtiments de grande hauteur occupent aujourd'hui une place importante dans le développement des grandes villes. Toutefois, ces structures présentent une sensibilité particulière aux actions dynamiques, notamment celles induites par les séismes, en raison de leur hauteur, de leur flexibilité et de leurs caractéristiques vibratoires.

L'Algérie est située dans une région exposée à une activité sismique significative, particulièrement dans sa partie nord. Les séismes ayant frappé le pays au cours des dernières décennies ont mis en évidence la nécessité de concevoir des structures capables de résister efficacement aux sollicitations sismiques tout en garantissant la sécurité des occupants et la limitation des dommages.

Dans ce contexte, le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024 définit les exigences de conception et de vérification permettant d'assurer un niveau adéquat de sécurité des constructions. Néanmoins, les méthodes d'analyse linéaires traditionnellement utilisées présentent certaines limites lorsqu'il s'agit de reproduire le comportement réel des structures soumises à des séismes sévères. En effet, sous l'effet de fortes sollicitations, les matériaux et les éléments structuraux développent des comportements inélastiques qui influencent considérablement la réponse globale de l'ouvrage.

Afin de mieux représenter ces phénomènes, l'analyse dynamique non linéaire constitue aujourd'hui l'une des approches les plus performantes en ingénierie parasismique. Elle permet d'étudier la réponse réelle de la structure au cours du temps, de prendre en compte les mécanismes d'endommagement et de plastification, et d'évaluer avec précision son comportement face aux mouvements sismiques.

Par ailleurs, les approches modernes de conception parasismique s'appuient désormais sur le concept des performances sismique. Cette philosophie vise à évaluer la capacité d'une structure à satisfaire différents objectifs de performance selon l'intensité du séisme considéré, allant du maintien en service jusqu'à la prévention de l'effondrement.

Objectif de l'étude

Le présent travail porte sur l'étude d'un bâtiment de grande hauteur en béton armé, conçu conformément aux nouvelles règles parasismiques du RPA 2024. Après la modélisation et le dimensionnement de la structure, une analyse dynamique non linéaire est réalisée afin d'évaluer sa réponse et sa performance sismique sous différents accélérogrammes.

L'objectif principal de cette étude est d'analyser la réponse de la structure en termes de résistance et de stabilité globale et local, tout cela à travers l'évolution des déplacements, des dérives inter-étages, des efforts internes et des mécanismes de plastification développés lors des sollicitations sismiques. Une attention particulière est portée à l'évaluation des niveaux de

INTRODUCTION GENERALE

performance sismique atteints par l'ouvrage, afin de vérifier sa capacité à satisfaire les exigences de sécurité et de résilience définies par les approches modernes de l'ingénierie parasismique.

Cette étude vise ainsi à mettre en évidence l'apport de l'analyse dynamique non linéaire dans l'évaluation du comportement des structures et dans l'appréciation de leur performance face aux séismes.

Organisation de la thèse

Le présent mémoire est structuré en neuf chapitres, suivis d'une conclusion générale et d'annexes. Son organisation est la suivante :

Le Chapitre 01 : est consacré à une synthèse bibliographique portant sur les notions fondamentales de l'ingénierie parasismique. Il présente les principes du comportement des structures soumises aux actions sismiques, les méthodes d'analyse utilisées en génie parasismique ainsi que les concepts liés à la performance sismique des ouvrages.

Le Chapitre 02 : présente l'ouvrage objet de l'étude en décrivant ses caractéristiques architecturales, géométriques et structurales, ainsi que les données géotechniques et sismiques du site d'implantation.

Le Chapitre 03 : est consacré à la conception et au prédimensionnement des différents éléments structuraux de l'ouvrage, conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024 et aux règles de conception en vigueur.

Le Chapitre 04 : est consacré à l'étude dynamique et sismique des trois variantes proposées. Il comprend l'élaboration des modèles numériques, l'analyse modale de chaque variante ainsi que les différentes vérifications sismiques réalisées conformément aux prescriptions du RPA 2024, dans le but de comparer leur comportement et de retenir la solution la plus performante.

Le Chapitre 05 : est consacré au calcul et au dimensionnement des armatures des principaux éléments structuraux de la variante retenue, conformément aux dispositions réglementaires applicables.

Le Chapitre 06 : présente l'étude de l'infrastructure, notamment le dimensionnement et la vérification des fondations de l'ouvrage. Cette étude est réalisée à l'aide du logiciel ETABS en tenant compte des exigences du CBA 93 et du RPA 2024.

Le Chapitre 07 : constitue la partie essentielle de ce travail. Il est consacré à l'analyse dynamique non linéaire de la structure, permettant d'évaluer sa réponse réelle sous diverses sollicitations sismiques et d'analyser les niveaux de performance atteints.

Le Chapitre 08 : est consacré au développement des outils de calcul en Python, conçus pour les vérifications et le calcul des spectres sismiques conformément au RPA 2024. Ces outils, dotés d'une interface graphique intuitive, constituent une contribution personnelle au projet et visent à faciliter et fiabiliser les calculs réglementaires de l'ingénieur structure.

INTRODUCTION GENERALE

Enfin, ce mémoire s'achève par une conclusion générale récapitulant les principaux résultats obtenus, les enseignements tirés de l'étude ainsi que les perspectives envisageables pour de futurs travaux de recherche.

CHAPITRE I :
RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION

Dans le domaine du génie civil, la conception parasismique est d'une importance primordiale, en particulier dans les zones à risque sismique élevé comme le nord de l'Algérie. Les tremblements de terre représentent un danger de premier ordre pour les infrastructures, susceptibles de provoquer d'importants dommages structuraux avec parfois des effondrements, ce qui induit d'énormes répercussions humaines et économiques. Devant ces dangers, assurer la résilience et la sécurité des installations est devenu une priorité, régie par des normes spécifiques comme le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), qui établit les critères minimaux de conception et de dimensionnement des édifices en zones sismiques.

En outre, l'expansion démographique et l'urbanisation accélérée ont entraîné l'émergence de constructions de grande taille, surtout dans les zones urbaines à haute densité. En raison de leur grande hauteur, de leur flexibilité et de l'existence de plusieurs modes vibratoires, ces structures affichent un comportement dynamique plus complexe. À la différence des structures de hauteur moyenne, leur réaction sismique ne peut pas être convenablement saisie par des techniques simplifiées, ce qui impose une démarche de conception plus stricte intégrant les impacts dynamiques, le réajustement des efforts et les phénomènes non linéaires.

Dans ce cadre, l'analyse dynamique se révèle être un instrument essentiel pour juger avec exactitude le comportement sismique des bâtiments de grande hauteur. Les techniques d'analyse, de l'analyse dynamique linéaire spectrale à l'analyse dynamique non linéaire temporelle, donnent la possibilité de reproduire la réaction effective des structures face à des secousses sismiques typiques. Elles fournissent une estimation plus précise des mouvements, des efforts internes et des processus de dégradation, ce qui contribue à une conception améliorée et plus sécurisée des structures parasismiques.

Cette figure illustre le zonage sismique de l'Algérie

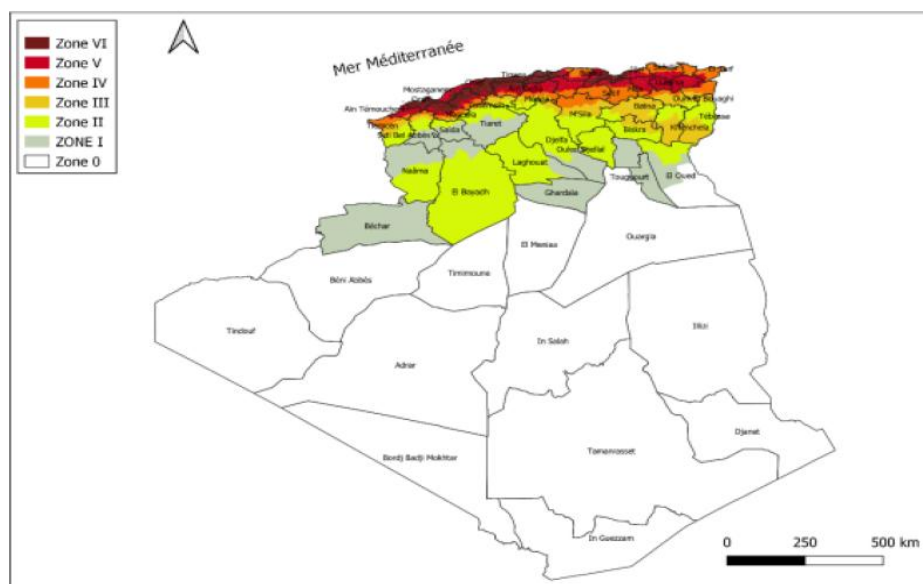


Figure I. 1 : Zonage sismique (RPA 2024).

I.2. LES STRUCTURES CONTREVENTÉES PAR VOILE DALLE

Dans la conception des bâtiments en béton armé de grande hauteur, il est nécessaire d'adopter une approche structurale spécifique, car ces bâtiments sont soumis à des sollicitations sismiques importantes, qui génèrent des efforts importants et des déplacements significatifs. Les systèmes structuraux classiques deviennent alors insuffisants pour assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Dans ce contexte, le système de contreventement voiles-dalles constitue une solution efficace et largement adoptée. Ce système offre une rigidité latérale élevée, limite les déplacements globaux et améliore le comportement dynamique des structures de ce type de structure, tout en répondant aux exigences réglementaires en vigueur.

I.2.1. Définition du système voiles-dalles

Le système de contreventement voiles-dalles est une conception structurale employée souvent dans les constructions en béton armé de hauteur moyenne à élevée. La structure est principalement composée de voiles en béton armé qui assurent la reprise des efforts horizontaux et gravitaires, tandis que les dalles, considérées comme des diaphragmes rigides, permettant la transmission et la redistribution des forces sismiques vers les éléments verticaux et les fondations.

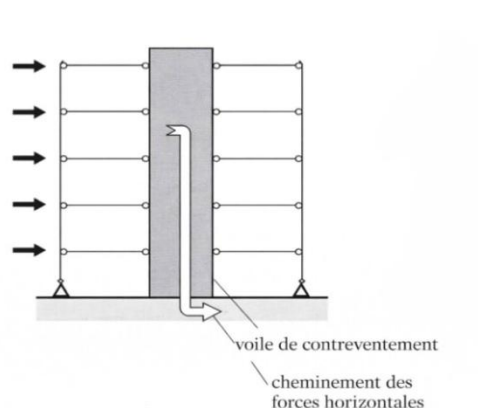


Figure I. 2 : Structure contreventée par voile.

I.2.2. Aspect technique

D'un point de vue mécanique, les voiles offrent une grande rigidité latérale, restreignant les mouvements horizontaux et les impacts de torsion en cas d'activité sismique. Les dalles, qui sont présumées rigides dans leur plan, répartissent les forces inertiales vers les voiles en fonction de leurs rigidités proportionnelles. D'après le RPA 2024, ce système peut être catégorisé en tant qu'un système mixte équivalent à des voiles ou comme étant un système composé de voiles, selon la proportion d'effort tranchant reprise par ces éléments. Il est crucial d'assurer une continuité verticale des voiles pour prévenir les disparités de rigidité et les phénomènes d'étage souple.

I.2.3. Détermination de l'emplacement des voiles

L'importance du système de contreventement voiles–dalles dans la conception des bâtiments réside à la fois dans son rôle structurel et dans sa contribution à la sécurité globale de l'ouvrage. Pour optimiser le comportement dynamique de la structure, les voiles doivent être disposés de manière aussi symétrique que possible en plan, afin de limiter les effets de torsion et les concentrations d'efforts sous les sollicitations sismiques. D'autres phénomènes, tels que le fluage et le retrait du béton ainsi que les variations thermiques, doivent également être pris en compte lors de la conception afin d'assurer une réponse structurelle durable et cohérente.

- Les avantages :

Le système voiles–dalles offre à la structure une rigidité latérale élevée, ce qui permet une réduction significative des déplacements latéraux et une meilleure dissipation d'énergie sismique, contribuant ainsi à une amélioration notable de la performance parasismique. Ce système permet également une répartition rationnelle des efforts et une compatibilité efficace avec les exigences réglementaires, tout en conservant une organisation fonctionnelle satisfaisante des espaces intérieurs.

- Les inconvénients :

Malgré ses avantages, le système voiles–dalles présente certaines limitations. La présence de voiles peut restreindre la flexibilité architecturale et réduire les surfaces utiles si leur disposition n'est pas bien optimisée. Le poids propre important de la structure entraîne des efforts plus élevés au niveau des fondations, nécessitant des solutions adéquates. Par ailleurs, pour les bâtiments très élancés, ce système peut devenir moins efficace s'il n'est pas combiné à d'autres dispositifs de contreventement, en raison de l'augmentation des sollicitations et des effets dynamiques complexes.

I.3. LA CONCEPTION PARASISMIQUE

La conception des bâtiments pour résister aux charges sismiques diffère de celle pour les charges gravitaires. Les charges sismiques sont principalement latérales, aléatoires (multi-directions), dynamiques (elles varient dans le temps) et de très courte durée. Leur intensité maximale et leur répartition dans les éléments structuraux diffèrent de celles engendrées par les charges gravitationnelles. [1]

Pour assurer une meilleure résistance aux séismes, une structure doit présenter les caractéristiques suivantes :

- Capacité de résistance
- Rigidité latérale
- Ductilité
- Stabilité

I.3.1. Capacité de résistance

Un bâtiment doit posséder une résistance latérale adéquate pour supporter les charges sismiques. Contrairement aux charges gravitaires qui sont verticales et constantes, les forces sismiques sont plutôt cycliques et alternées.

I.3.2. Rigidité latérale

Une rigidité suffisante est cruciale pour limiter les déformations horizontales (déplacements inter-étages). Si elle est trop faible, les éléments non-structuraux comme les cloisons ou les façades subissent de lourds dommages, même si la structure porteuse reste intacte.

I.3.3. Ductilité

C'est la capacité de la structure à conserver sa résistance tout en subissant de grandes déformations inélastiques sans rupture brutale, ce qui permet d'avoir une structure dissipative.

I.3.4. Stabilité

Les tremblements de terre font vibrer des bâtiments entiers dans toutes les directions. Les bâtiments doivent maintenir leur stabilité dans ces conditions. Dans certains cas, la structure peut également tourner autour de son centre de rigidité. La fondation doit être également suffisamment rigide pour éviter tout types d'instabilités, tels que le renversement ou les glissements. [1]

I.4. NOTIONS DE BASE SUR LA DUCTILITE

Avant 1960, la ductilité était effectivement confinée à l'étude du comportement non linéaire des matériaux. À la suite des travaux de Baker et Housner (1959), ce concept a été étendu à l'échelle de la structure globale, en étant associé aux notions de résistance et de rigidité. Cette transition a permis de comprendre que la survie d'un bâtiment lors d'un séisme majeur dépend de sa capacité à subir des déformations inélastiques importantes sans rupture brutale, compensant ainsi des forces d'inertie bien plus élevées que celles prévues par les calculs élastiques simples. [2]

I.4.1. Définition de la ductilité

Sous l'effet de séismes, les structures en béton armé réagissent de manière non linéaire en raison de la fissuration du béton, de la plastification des armatures et des interactions entre l'acier et le béton. La ductilité se réfère à la capacité d'une structure à se déformer au-delà de la zone élastique sans subir de rupture soudaine, en dissipant ainsi l'énergie sismique. Elle représente un élément crucial de performance en conception parasismique, favorisant la diminution des efforts de dimensionnement, l'autorisation de dommages maîtrisés et l'assurance de la sécurité des structures exposées à des mouvements sismiques intenses ou inhabituels. [3]

I.4.2. Facteur de ductilité

Le facteur de ductilité « μ » est défini par le rapport entre la déformation maximale Δ_u et la déformation à la fin de la phase élastique Δ_y (Bertero (1988) ; Park (1989)) :

$$\mu\Delta = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

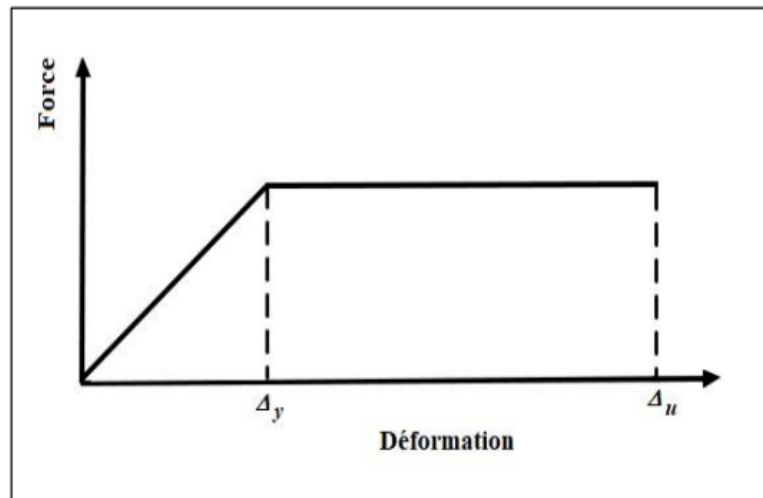


Figure I. 3 : Facteur de ductilité (Park (1989)).

I.4.3. Relation « Déformabilité - Ductilité »

La déformabilité désigne la capacité d'un matériau, d'un élément de structure ou d'une structure entière à se déformer avant la rupture. En revanche, la ductilité correspond à l'aptitude d'un matériau, d'un élément structural ou d'une structure globale à subir des déformations au-delà de la limite élastique, accompagnées d'une réduction significative de sa rigidité (Bertero, 1988). Ainsi, comme illustré à la Figure I. 4, une structure peut présenter une grande déformabilité tout en ayant une ductilité faible. [4]

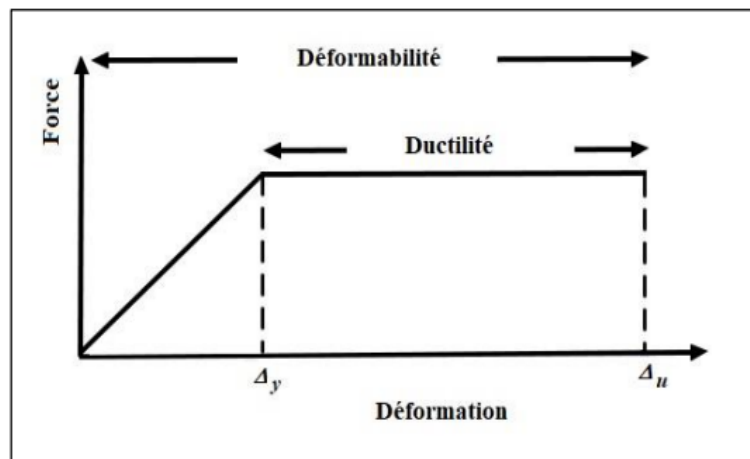


Figure I. 4 : Déformabilité –Ductilité –Facteur de ductilité (Bertero (1988) ; Kassoul (2015)).

I.4.4. Relation « Ductilité – Fragilité »

La ductilité est l'un des critères définissant le comportement post-élastique de la structure. Concernant les éléments en béton armé, lorsque leurs seuils de plasticité est élevé, on qualifie

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

l'élément de ductile. Toutefois, quand ce palier est court, on qualifie l'élément de fragile (Figures I. 5 et I. 6). En général, un comportement fragile se produira lorsque l'élément n'est pas suffisamment renforcé (quantité d'armature insuffisante) et dans le cas où l'élément est surarmé, on dit qu'il est rigide (Park (1989) ; Sebai (2012)). [4]

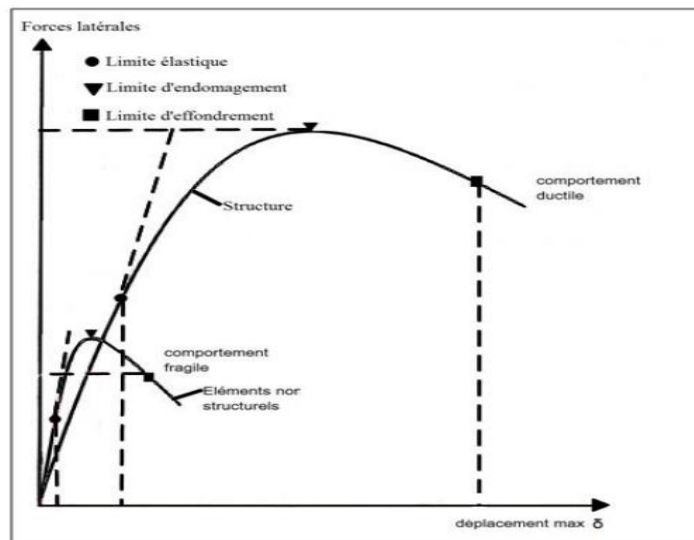


Figure I. 5 : Ductilité et fragilité (Gioncuet Mazzolani (2002) ; Sebai (2012)).

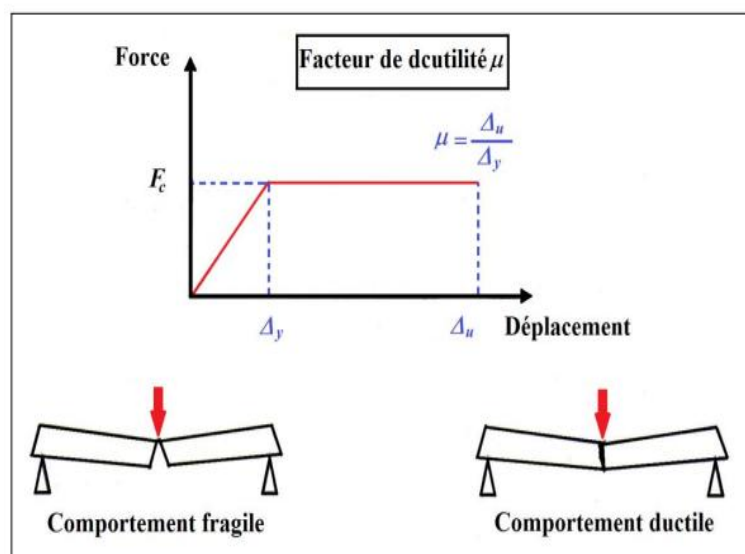


Figure I. 6 : Comportement « ductile et fragile » (Sebai (2012)).

I.4.5. Différents types de ductilité

L'étude du comportement des structures nécessite une compréhension des critères définissant leur domaine non linéaire, ainsi qu'une connaissance approfondie de leurs divers composants tels que les matériaux de construction, les poutres, les poteaux, les voiles et autres

éléments structuraux. Selon les travaux de Park (1989) et Gioncu (2000), la littérature identifie cinq types de ductilité, comme l'indique le Tableau I. 1. [4]

I.4.5.1. Ductilité de déformation

La ductilité de déformation, également appelée ductilité axiale, caractérise le comportement élastoplastique des matériaux sous différents types de chargement. Elle est quantifiée par un facteur de ductilité défini comme le rapport entre la déformation ultime à la rupture ε_u et la déformation correspondant à la fin de la phase élastique du matériau ε_y (Gioncu, 2000). [4]

$$\mu\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$$

I.4.5.2. Ductilité en courbure

La ductilité en courbure, aussi connue sous le nom de ductilité locale, se réfère à la déformation plastique de la section transversale, en considérant l'interaction entre les divers éléments qui la constituent (Park, 1989). Le facteur de ductilité qui lui est attribué est déterminé comme étant le quotient de la courbure ultime ϕ_u et la courbure liée à la conclusion de la phase élastique ϕ_y . [4]

$$\mu\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

I.4.5.3. Ductilité des éléments

La ductilité des éléments, aussi connue sous le nom de ductilité en rotation, considère le comportement général d'un élément structurel comme une poutre ou un poteau. Le coefficient de ductilité est exprimé comme le rapport entre la rotation ultime θ_u et la rotation à la fin de la phase élastique θ_y . [4]

$$\mu\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}$$

I.4.5.4. Ductilité de structure

La ductilité de structure, aussi connue sous le nom de ductilité globale, dépeint le comportement de l'ensemble de la structure. Elle se définit par le rapport du déplacement ultime δ_u et le déplacement à la fin de la phase élastique δ_y . [4]

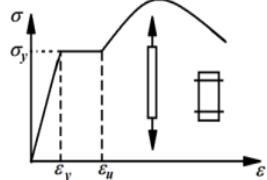
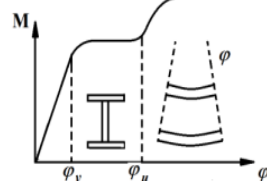
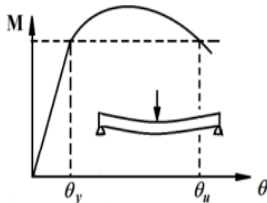
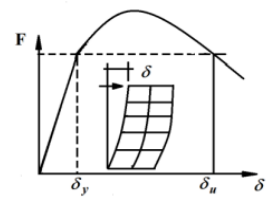
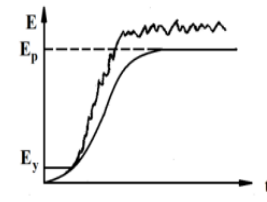
$$\mu\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

I.4.5.5. Ductilité énergétique

La ductilité énergétique mesure l'aptitude d'une structure à capter et à dissiper l'énergie sismique (Gioncu, 2000). Elle est basée sur le critère d'égalité des énergies et se traduit par le ratio entre l'énergie maximale absorbée de manière élastique (E_e) et l'énergie maximale absorbée de façon élasto-plastique (E_p). [4]

$$\mu_E = \frac{E_P}{E_Y}$$

Tableau I. 1 : différent type de ductilité (Park (1989)).

N °	Type de ductilité	Configuration du type	Facteur de ductilité
1	Ductilité de déformation (Déformation, ε)		$\mu\varepsilon = \frac{\varepsilon u}{\varepsilon_y}$
2	Ductilité en courbure où locale (Courbure, ϕ)		$\mu\phi = \frac{\phi u}{\phi_y}$
3	Ductilité de l'élément (Rotation, θ)		$\mu\theta = \frac{\theta u}{\theta_y}$
4	Ductilité de structure (Globale, déplacement), δ		$\mu\delta = \frac{\delta u}{\delta_y}$
5	Ductilité énergétique (Hystérétique), E		$\mu_E = \frac{EP}{E_y}$

I.5. METHODES DE CALCUL SISMIQUE

Les codes de construction parasismique ont pour objectif principal de garantir un haut niveau de sécurité et d'opérabilité des ouvrages lorsqu'ils sont soumis à des événements sismiques. Ils prescrivent un ensemble de procédures de calcul permettant d'évaluer la résistance et la capacité des structures à supporter différents niveaux d'intensité sismique. Les bâtiments doivent être conçus de manière à assurer des performances cibles, correspondant à des niveaux de dommages jugés acceptables du point de vue économique et social, tout en conservant la stabilité globale et en évitant l'effondrement.

Afin d'atteindre ces objectifs, les règlements recommandent le recours à plusieurs types de méthodes d'analyse permettant de caractériser de manière plus ou moins détaillée le

comportement structural. Parmi ces méthodes, on distingue notamment : l'analyse statique linéaire, l'analyse statique non linéaire (pushover), l'analyse pseudo-dynamique linéaire (spectrale) ainsi que l'analyse dynamique non linéaire temporelle (Nonlinear Time History Analysis), cette dernière étant la plus représentative des effets réels d'un séisme sur une structure complexe. [5]

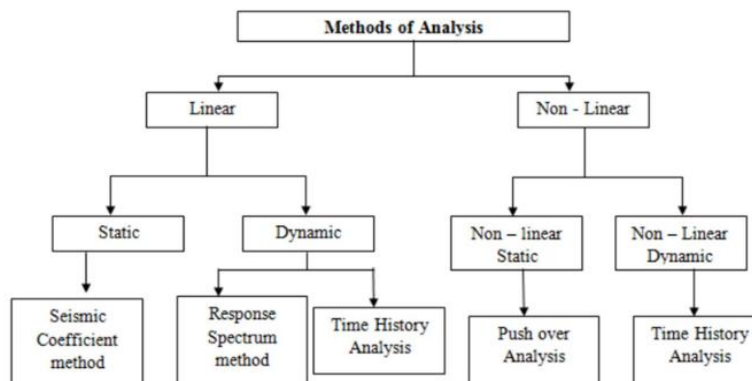


Figure I. 7 : Méthodes de calcul sismique.

I.5.1. Méthode statique équivalente

Cette procédure ne requiert pas d'analyse dynamique, mais prend en compte la dynamique du bâtiment de manière approximative. La méthode statique est la plus simple : elle exige moins de calculs et repose sur la formulation du code de bonnes pratiques. L'effort tranchant de base de calcul pour l'ensemble du bâtiment est d'abord calculé, puis réparti sur sa hauteur. Les efforts latéraux ainsi obtenus à chaque niveau sont répartis entre les éléments qui reprennent la charge latérale. [6]

I.5.2. Méthode modale spectrale (Analyse Pseudo-dynamique linéaire)

L'analyse dynamique peut être réalisée soit à l'aide d'une analyse spectrale, soit via une analyse temporelle basée sur l'accélération. Dans le cas de l'analyse spectrale, les fréquences propres et les modes de vibration de la structure sont d'abord déterminés. Les équations de mouvement couplées sont ensuite découplées au moyen d'une transformation modale, fondée sur le principe d'orthogonalité des modes par rapport aux matrices de masse et de rigidité. Cette méthode permet d'évaluer la réponse maximale de la structure en fonction du spectre de réponse sismique. [5]

I.5.3. Méthode statique non linéaire « push over »

Les procédures statiques non linéaires ont été officiellement introduites dans les guides de conception dans le monde entier depuis des dizaines d'années, (ATC-40 en 1996), (FEMA-273 en 1997), (FEMA-356 en 2000) ainsi que l'Eurocode 8 en (1998-2005). Elles ont commencé à être mises en œuvre dans le cadre de l'ingénierie basée sur la performance sismique.

L'analyse statique non linéaire constitue une approximation de la réponse réelle d'un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) soumis à une action sismique dynamique, en le ramenant à un système équivalent à un seul degré de liberté (ESDOF). Cette méthode représente

une amélioration notable par rapport aux analyses statiques et dynamiques linéaires, puisqu'elle permet de prendre en compte le comportement inélastique de la structure. Elle consiste à appliquer progressivement des charges latérales statiques réparties sur la hauteur de l'ouvrage, jusqu'à atteindre l'état limite de capacité. Relativement simple à mettre en œuvre, l'analyse pushover fournit des informations essentielles telles que la résistance ultime, la ductilité, la déformabilité, ainsi que la distribution des efforts internes. Elle permet également d'identifier les mécanismes de ruine potentiels et les éléments critiques susceptibles d'atteindre leurs limites de performance lors d'un séisme, pouvant ainsi guider la conception ou la réhabilitation parasismique.

Cependant, cette méthode repose sur plusieurs hypothèses simplificatrices, notamment l'utilisation de profils de charge prédéfinis, l'influence limitée des modes de vibration supérieurs et la négligence de certains effets dynamiques, tels que la résonance. Malgré ces limites, l'analyse pushover fournit une estimation satisfaisante de la capacité globale de déformation des structures dominées par le premier mode de vibration, ce qui explique sa popularité croissante dans les dernières décennies.

L'analyse statique non linéaire « Push Over » inclut :

La méthode proposée par l'Euro code 8 (2005) [7] ;

La méthode proposée par le FEMA 356 (ASCE, 2006) [8] ;

La méthode proposée par l'ATC-40 (ATC, 1996) et FEMA 440 [9].

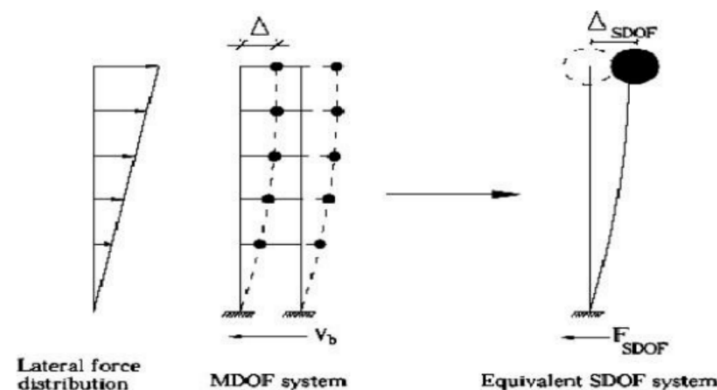


Figure I. 8 : La phrase MDOF la phrase équivalente ESDOF.

I.5.4. Méthode dynamique non linéaire temporelle

L'analyse dynamique non linéaire inélastique est la seule méthode permettant de décrire le comportement réel d'une structure lors d'un séisme. L'analyse temporelle consiste en une analyse progressive de la réponse dynamique d'une structure à une charge donnée, susceptible de varier dans le temps. Elle est utilisée pour déterminer la réponse sismique d'une structure soumise à une charge dynamique lors d'un séisme représentatif. Cette méthode repose sur

l'intégration numérique directe des équations différentielles du mouvement, en tenant compte de la déformation élastoplastique de l'élément structurel. La méthode permet de saisir l'effet de gain dû à la résonance, la variation des déplacements à différents niveaux du cadre, l'augmentation de la durée du mouvement et la tendance à régulariser les mouvements à mesure que le niveau augmente du bas vers le haut. [6]

Dans le chapitre VII, nous détaillerons davantage cette méthode et l'appliquerons à notre cas d'étude afin d'approfondir notre compréhension de son application pratique.

I.6. COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES STRUCTURES EN BETON ARME

L'analyse des structures conçues en béton armé est une tâche très complexe. Plusieurs facteurs la compliquent, tenant compte du comportement non linéaire matériel et géométrique, celles-ci supportent de grandes charges, engendrant de grands déplacements. La littérature est riche en ce qui concerne ce type de non-linéarité tels que : Gruttmann, F et al 2000 [10] ; LI, Q.S et Chen, J.M, 2003 [11], Davenne, L et al, 2003 [12] ; S, Khalfallah., A et Charif, 2004 [13] ; Lee, P.S et Mcclure, G 2006 [14].

On distingue : les non-linéarités géométriques et les non-linéarités matérielles.

I.6.1. Non-linéarités géométriques (cinématiques)

Elles interviennent quand les déplacements et éventuellement les déformations sont suffisamment importantes. Dans ce cas, les caractéristiques de rigidité de la structure sont non linéaires. En effet, lorsque les déplacements sont grands, les équations d'équilibre basées sur la géométrie initiale ne sont plus valides et doivent être modifiées pour prendre en compte les variations géométriques. Ceci affecte les relations FORCES-DEPLACEMENTS, car des forces internes supplémentaires sont générées. Si ces déplacements causent de grandes déformations, alors les termes non-linéaires de déformation doivent être pris en compte.

I.6.2. Non-linéarités constitutives (matérielle ou rhéologique)

Elles se produisent dans le cas où le comportement du matériau ne peut plus être considéré comme élastique linéaire. Ces non-linéarités sont propres au matériau et les paramètres physiques sont supposés indépendants des déplacements.

Les non-linéarités peuvent être :

Instantanées comme l'élasticité non linéaire, la plasticité, la fissuration

Différées comme le cas du fluage, du retrait, de la viscosité...etc.

Les lois rhéologiques s'expriment soit par les variables totales $\sigma = f(\epsilon)$, ou bien de manière incrémentale $d\sigma = f(d\epsilon)$ qui est beaucoup plus puissante. Il n'existe pas de méthode de résolution directe d'un système non-linéaire. Ce dernier est toujours solutionné par une suite de résolutions de problèmes linéaires où les conditions d'équilibre sont vérifiées avec une certaine précision. Dans la formulation des éléments finis en déplacement, les relations de compatibilité sont automatiquement vérifiées, il suffit donc de vérifier les relations d'équilibre et les lois constitutives.

Dans toutes les méthodes non-linéaires, on calcul les forces internes à partir d'une estimation des déplacements, ces forces doivent être en équilibre avec les forces externes.

I.7. PROPRIETES DYNAMIQUE DES STRUCTURES

Les propriétés dynamiques d'une structure sont des paramètres fondamentaux qui déterminent sa réponse lorsqu'elle est soumise à des forces variables dans le temps, comme les séismes ou les vibrations dues au vent. Elles reposent sur l'interaction de trois composantes essentielles : la masse (m), la rigidité (k) et l'amortissement (c).

Masse (m) : Représente la capacité d'inertie de la structure. Une masse importante génère des forces d'inertie plus élevées lors d'un séisme.

Amortissement (c) : Mesure la capacité de la structure à dissiper l'énergie vibratoire, réduisant ainsi l'amplitude des oscillations.

Rigidité (k) : Détermine la résistance aux déformations. Une rigidité élevée limite les déplacements mais augmente les forces internes.

L'étude de ces propriétés est essentielle en conception parasismique, car elle permet d'évaluer comment une structure réagit aux actions sismiques et sa capacité à absorber et dissiper l'énergie induite, garantissant ainsi sa sécurité et sa stabilité. [15]

I.7.1. Fréquence et Période Naturelle

La période naturelle T_n d'une structure correspond au temps nécessaire pour effectuer un cycle complet de vibration libre non amortie, tandis que la fréquence naturelle F_n indique le nombre de cycles par seconde, exprimé en Hertz (Hz). Ces propriétés dépendent uniquement de la masse et de la rigidité de la structure, selon la relation $\omega_n = \sqrt{k/m}$, une structure plus rigide présente une fréquence plus élevée (période plus courte), alors qu'une structure plus lourde a une fréquence plus basse (période plus longue). Lors de séismes intenses, l'apparition de dommages tels que la fissuration du béton ou la plastification de l'acier réduit la rigidité, entraînant une diminution progressive de la fréquence propre ; ainsi, lors de tests sismiques, une structure peut voir sa fréquence chuter de 10 Hz à environ 2 Hz à cause des endommagements. [15]

I.7.2. L'Amortissement

L'amortissement est le mécanisme par lequel l'amplitude des vibrations d'une structure diminue progressivement au cours du temps, grâce à la dissipation de l'énergie cinétique et potentielle. Il est généralement caractérisé par le ratio d'amortissement ζ , une grandeur sans dimension qui compare l'amortissement réel de la structure à l'amortissement critique C_{cr} ; la majorité des structures de génie civil sont sous-amorties ($\zeta < 1$), avec des valeurs typiques inférieures à 0,10 (10 %). L'amortissement provient à la fois de sources internes, telles que la ductilité des matériaux, les frottements internes et l'interaction béton-acier, et de sources externes, comme l'interaction sol-fondation et la résistance de l'air. En modélisation numérique, l'amortissement est souvent représenté par le modèle de Rayleigh, dans lequel la matrice

d'amortissement globale est exprimée comme une combinaison linéaire des matrices de masse et de rigidité, selon la relation $C=\alpha M+\beta K$. [1]

I.7.3. Rigidité Latérale

La rigidité latérale représente la capacité d'un bâtiment à s'opposer aux déformations horizontales induites par l'action sismique ; une rigidité insuffisante entraîne des déplacements inter-étages excessifs, provoquant des dommages importants aux éléments non structuraux tels que les cloisons et les façades. [1]

I.8. CONCLUSION

Ce chapitre a permis de présenter les principes fondamentaux de la conception parasismique des structures en béton armé, en soulignant les facteurs cruciaux tels que la résistance, la rigidité latérale, la ductilité et la stabilité. L'analyse des systèmes voiles-dalles a révélé leur importance capitale dans la gestion des charges horizontales et la répartition efficace des forces sismiques, ce qui contribue à optimiser la réponse dynamique des édifices. De plus, l'étude du comportement non-linéaire des matériaux et des structures, ainsi que la connaissance des propriétés dynamiques (masse, rigidité, amortissement), est essentielle pour apprécier la réaction véritable des constructions lors des tremblements de terre.

Finalement, l'application des techniques de calcul sismique, qui vont des méthodes statiques aux études dynamiques non linéaires temporelles, favorise l'amélioration du design tout en garantissant la sécurité, l'efficacité et la longévité des structures exposées à des sollicitations sismiques majeures.

A decorative scroll graphic with a light gray fill and a black outline. The scroll is unrolled in the center, with the top and bottom edges curled up. The text is centered within the unrolled portion.

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente de manière progressive et détaillée les informations architecturales nécessaires de notre projet objet de ce mémoire de fin d'études, décrivant. L'ouvrage est un immeuble destiné principalement à un usage d'habitation, implanté à la wilaya d'Alger.

Lors de cette présentation, les caractéristiques générales du projet sont exposées, notamment sa fonctionnalité, son implantation, sa géométrie globale ainsi que l'organisation architecturale complète de ces espaces à travers les différents niveaux, depuis les sous-sols jusqu'au dernier niveau, la terrasse.

Le chapitre décrit également la classification du projet selon les normes Algériennes, les caractéristiques des matériaux utilisés (béton et acier), ainsi que leurs propriétés mécaniques nécessaires pour les calculs.

Enfin, il recense les logiciels utilisés pour la modélisation et l'analyse, ainsi que les normes et règlements en vigueur) sur lesquels sont basés les calculs et les vérifications structurales.

II.2. PRESENTATION GENERALE

Le bâtiment étudié est un immeuble résidentiel à usage d'habitation, situé à la commune de Cheraga d'Alger, classée par la nouvelle réglementation parasismique Algérienne « RPA 2024 » comme étant une zone de sismicité élevée, (zone VI).

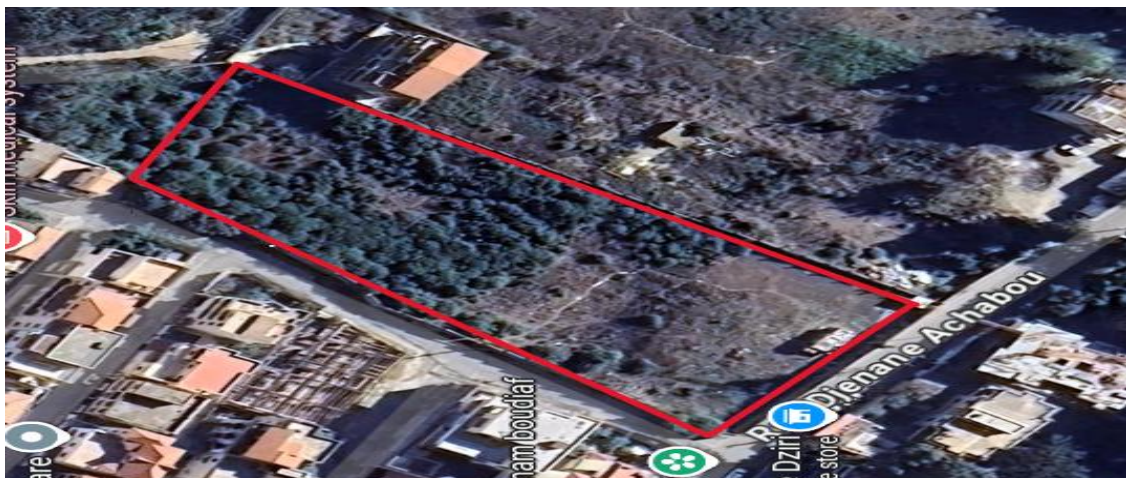


Figure II. 1 : image satellitaire qui présente la localisation exacte du projet.

L'ouvrage est conçu en béton armé, et adopte une forme géométrique globale H, optimisée pour l'habitat collectif et la résistance sismique.

Il comprend :

- 4 niveaux de sous-sol
- 7 niveaux entre-sol
- Un rez-de-chaussée (RDC)
- 15 étages

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

- 2 attiques
- Et une terrasse inaccessible

II.3. ORGANISATION ARCHITECTURALE

L'organisation architecturale de l'ensemble des espaces est présentée sur le tableau suivant :

Tableau II. 1 : Organisation Architecturale.

Niveau	Organisation Architecturale
Sous-sols (S/S 1 à S/S 4)	Les 4 niveaux de sous-sol sont destinés exclusivement au parking. Ils assurent une capacité importante de stationnement
Entre Sols (E/S1 à E/7)	Les 7 niveaux d'entre-sol comprennent des espaces de stationnement ainsi que, selon les niveaux, des locaux commerciaux et des logements. Les aires de parking intégrées à ces niveaux complètent la capacité de stationnement globale du projet.
Rez-de-chaussée	Le rez-de-chaussée à usage d'habitation, il comprend : deux appartements de type F4, un appartement F3, un espace de détente, des balcons donnant sur l'extérieur
Étages 1 à 14	Chaque étage courant comprend : quatre appartements F4, deux appartements F3 répartis de manière symétrique de part et d'autre de la partie centrale
15ème étage	Il comprend : deux appartements F5, deux appartements F6, avec balcons et terrasses extérieures
Attiques (Attique 1 et Attique 2)	Les deux attiques accueillent : 4 duplex disposés 2 de chaque côté chacun équipé d'escaliers internes, balcons et grandes terrasses
Terrasse	C'est une terrasse inaccessible, dotée de deux trappes d'accès et d'une pente de 1,12 % pour l'évacuation des eaux pluviales

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

II.4. CARACTERISTIQUES DU PROJET

Les dimensions principales de l'ouvrage en plan et en élévation sont présentées ci-après.

II.4.1. En plan

- Longueur totale (axe Y) : 28.48 m
- Largeur totale (axe X) : 40.90 m

Les plans architecturaux correspondants sont fournis pour illustrer la distribution des niveaux

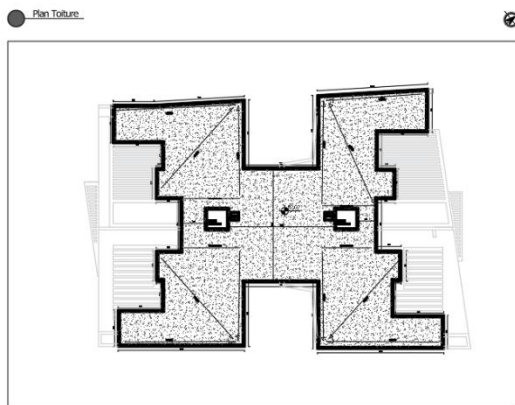


Figure II. 2 : Plan Terrasse.



Figure II. 3 : Plan Attique 2.



Figure II. 4 : Plan Attique 1.

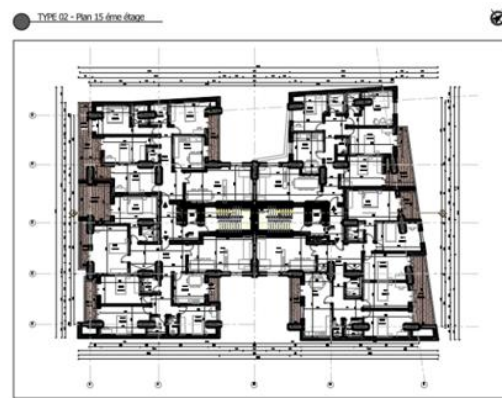


Figure II. 5 : Plan 15^{ème} étage.

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

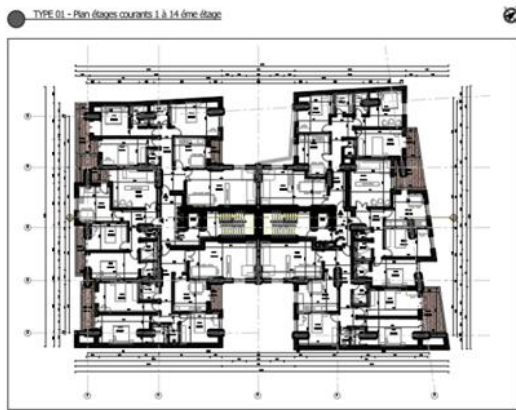


Figure II. 6 : Plan étage courant (1^{er} au 14^{ème} étage).

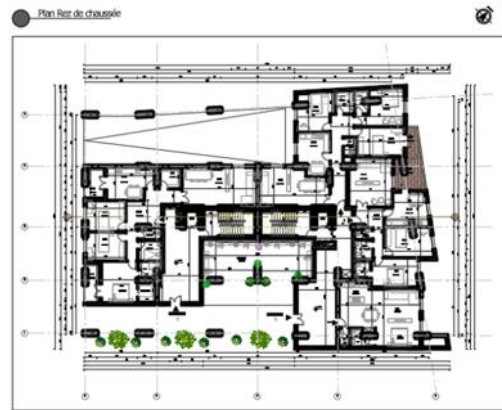


Figure II. 7 : Plan RDC.



Figure II. 8 : Plan E/S 1.



Figure II. 9 : Plan E/S 2 à 4.

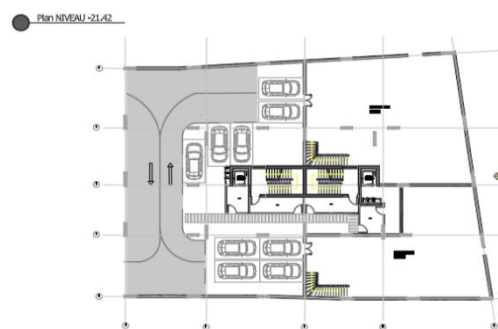


Figure II. 10 : Plan E/S 5.

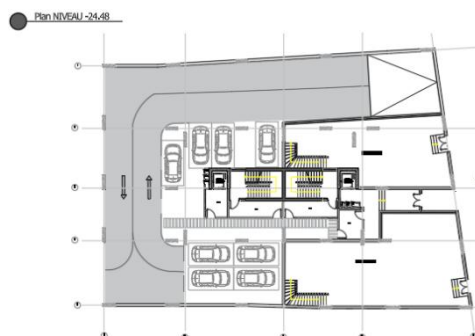


Figure II. 11 : Plan E/S6.

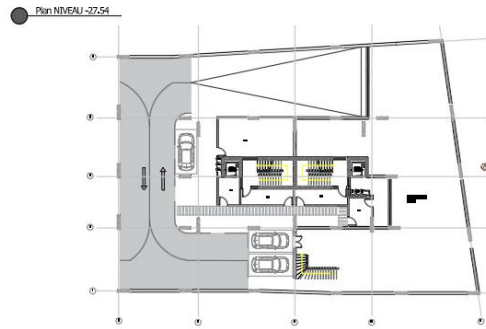


Figure II. 12 : Plan E/S 7.

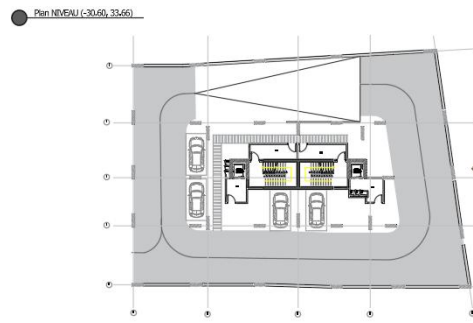


Figure II. 13 : Plan S/S 1 à 2.

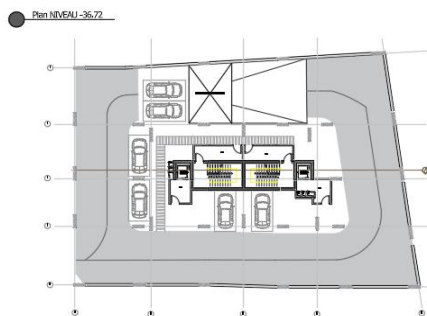


Figure II. 14 : Plan S/S 3.

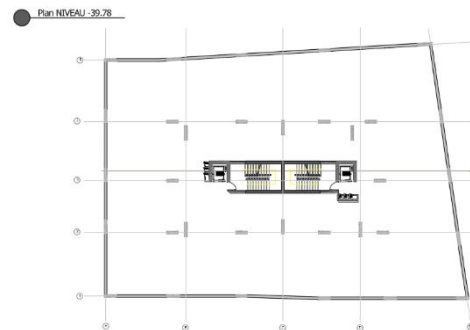


Figure II. 15 : Plan S/S 4.

II.4.2. En élévation

- Hauteur totale de l'immeuble : 82.62 m
- Nombre total de niveaux : 29 niveaux (4 sous-sols + 7 Entre-Sol + RDC + 15 étages + 2 attiques)
- Hauteur des étages 1^{ère} au 15^{ème} étage + 2 attiques : 3.23 m
- Hauteur des sous-sols et entre sols : 3.06 m

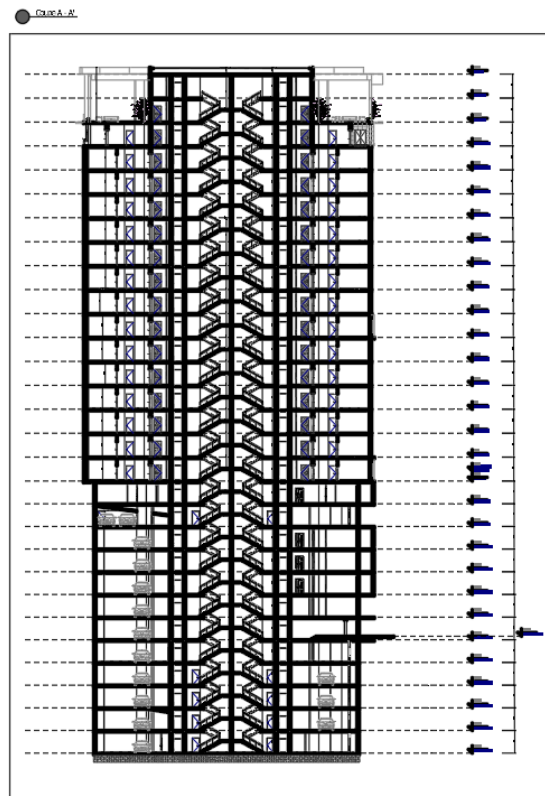


Figure II. 16 : Plan en élévation.

Un extrait des élévations par niveau est présenté dans le tableau suivant :

Tableau II. 2 Elévations et hauteur d'étage par niveau.

Étage / Niveau	Hauteur de l'étage (m)	Élévation (m)
Terrasse	X	+52,02
Attique 2	3,23	+48,79
Attique 1	3,23	+45,56
15 ^{ème} étage	3,23	+42,33
14 ^{ème} étage	3,23	+39,10
13 ^{ème} étage	3,23	+35,87
12 ^{ème} étage	3,23	+32,64
11 ^{ème} étage	3,23	+29,41
10 ^{ème} étage	3,23	+26,18
9 ^{ème} étage	3,23	+22,95

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

8 ^{ème} étage	3,23	+19,72
7 ^{ème} étage	3,23	+16,49
6 ^{ème} étage	3,23	+13,26
5 ^{ème} étage	3,23	+10,03
4 ^{ème} étage	3,23	+6,80
3 ^{ème} étage	3,23	+3,57
2 ^{ème} étage	3,23	+0,34
1 ^{er} étage	3,23	-3,23
RDC	3,06	-6,12
Entre-sol 1	3,06	-9,18
Entre-sol 2	3,06	-12,24
Entre-sol 3	3,06	-15,30
Entre-sol 4	3,06	-18,36
Entre-sol 5	3,06	-21,42
Entre-sol 6	3,06	-24,48
Entre-sol 7	3,06	-27,54
Sous-sol 1	3,06	-30,60
Sous-sol 2	3,06	-33,66
Sous-sol 3	3,06	-36,72
Sous-sol 4	3,06	-39,78

II.5. CLASSIFICATION SELON LES NORMES ALGERIENNES

Conformément à la réglementation en vigueur en Algérie, le projet est classé comme suit :

II.5.1. Classification selon le RPA 2024

- Zone sismique : la wilaya d'Alger appartient complètement à la zone VI : sismicité élevée (Annexe A : ZONAGE SISMIQUE : WILAYAS & COMMUNES, RPA 2024).
- Groupe d'importance : Le bâtiment destiné à l'habitation et présentant une hauteur supérieure à 48 m, est classé dans le Groupe d'importance 1B, correspondant aux bâtiments de grande importance (Article 3.4, RPA 2024).
- Catégorie de site : vu le manque des données sur le projet, nous avons considéré les paramètres du sol d'un projet similaire situé à Dar El Beida, Wilaya d'Alger (même zone sismique VI), avec un site meuble S3.

II.5.2. Classification selon le RNV 2013

- Zone de neige : La Wilaya d'Alger, appartient à la zone B (Annexe I : Zonage de la neige par commune – RNV 2013).
- Zone de vent : La Wilaya d'Alger, est classée en zone I (Annexe II : Zonage du vent – RNV 2013).

II.6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

II.6.1. Le Béton

Le béton est un matériau composite constitué de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants, assurant une résistance mécanique élevée après durcissement. Dans ce projet, vu l'élancement important du bâtiment, deux classes de béton sont utilisées selon la nature des éléments structuraux :

- Béton C35/45 : utilisé pour les éléments verticaux (Poteaux et voiles).
- Béton C30/37 : utilisé pour les éléments horizontaux (poutre et dalles).

II.6.1.1. La Résistance du Béton

➤ Résistance à la Compression

La résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28} , représente la contrainte maximale de compression que le béton peut supporter avant rupture.

Tableau II. 3 : Résistance du béton à la compression.

Classe de béton	C30/37	C35/45
Résistance à la compression (Mpa) f_{c28}	30	35

Ces valeurs servent de base au dimensionnement selon les normes BAEL 91 et CBA93.

➤ Résistance à la Traction

La résistance à la traction du béton, notée f_{tj} , est donnée par la relation selon BAEL91 R99 (A.2.1,12) et CBA 93 (A2.1.1.2)

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Tableau II. 4 : Résistance du béton à la traction.

Classe de béton	C30/37	C35/45
Résistance à la traction (Mpa)	2.4	2.7

II.6.1.2. Contrainte Admissible de Compression

➤ À l'Etat Limite Ultime (ELU)

Selon BAEL 91 (A.4.3,41) et CBA 93 (A.4.3.4.1.), la contrainte admissible est :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

- θ : coefficient selon la durée de la charge :
$$\begin{cases} 1 & \text{si durée} > 24h \\ 0.9 & \text{si } 1h < \text{durée} < 24h \\ 0.85 & \text{si durée} < 1h \end{cases}$$
- γ_b : coefficient de sécurité :
$$\begin{cases} 1.5 & \text{pour situations durables} \\ 1.2 & \text{pour situations accidentelles (7.3.2, RPA 2024)} \end{cases}$$

➤ À l'Etat Limite de Service (ELS)

Selon BAEL 91 (A.4.5,2) et CBA 93 (A.4.5.2.)

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Et voici un tableau qui résume les résultats obtenus pour la contrainte admissible de compression au deux états limites

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Tableau II. 5 : Contrainte admissible à la compression du béton.

	ELU		ELS
	Situation accidentelle $\gamma_b = 1.2$ et $\theta = 0.85$	Situation durable $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$	
Contrainte admissible de compression (MPa) Béton C30/37	25	17	18
Contrainte admissible de compression (MPa) Béton C35/45	29.17	19.83	21

II.6.1.3. Module de Déformation

➤ Module instantané

Selon BAEL 91 (A.2.1,21) et CBA 93 (A.2.1.2.1)

$$E_{ij} = 11000 f_{c28}^{\frac{1}{3}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau II. 6 : Module de déformation instantané du béton.

Classe de béton	C30/37	C35/45
Module instantané E_i (MPa)	34179.56	35981.73

➤ Module différé

Selon BAEL 91 (A.2.1,22) et CBA 93 (A.2.1.2.2)

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{\frac{1}{3}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau II. 7 : Module de déformation différé du béton.

Classe de béton	C30/37	C35/45
Module différé E_v (MPa)	11496.76	12102.94

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

II.6.1.4. Coefficient de Poisson

Selon BAEL 91 (A.2.1,3) et CBA 93 (A.2.1.3)

Les valeurs de ce coefficient sont résumées dans le tableau suivant

Tableau II. 8 : coefficient de Poisson.

Etat Limite	Pour un béton fissuré ELU	Pour un béton non fissuré ELS
Coefficient de poisson ν	0	0.2

II.6.2. L'Acier

L'acier utilisé pour les armatures est un alliage de fer et de carbone, auquel des éléments d'addition peuvent être intégrés afin d'améliorer la ductilité, la résistance et la durabilité. Il assure la reprise des efforts de traction dans les éléments en béton armé grâce à sa forte adhérence et à ses propriétés mécaniques élevées.

Dans ce projet, les armatures sont de nuance FeE500, conforme aux prescriptions du BAEL 91/99 et du CBA 93.

II.6.2.1. Contrainte Admissible à la Traction

➤ À l'Etat Limite Ultime (ELU)

Selon BAEL 91 (A.4.3,2) et CBA 93 (A.4.3.2)

$$f_{bu} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tel que : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 \text{ pour situation durable} \\ 1.00 \text{ pour situation accidentelle} \end{cases}$

Et pour FeE500 $\rightarrow f_e = 500 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau II. 9 : Contrainte admissible à la traction de l'acier à l'ELU.

Situation a l'ELU	Situation durable $\gamma_s = 1.15$	Situation accidentelle $\gamma_s = 1$
Contrainte admissible à la traction a l'ELU (MPa)	434.78	500

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

➤ À l'Etat Limite de Service (ELS)

Contrainte Admissible à la Traction

Tableau II. 10 : Contrainte admissible à la traction de l'acier à l'ELS.

Etat de fissuration	Fissuration Peu Nuisibles	Fissuration Préjudiciable	Fissurations Très Préjudiciables
Contrainte admissible à la traction à l'ELS (MPa)	Dans ce cas la contrainte n'est pas limitée	Pour les aciers RL : $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} fe$ Pour les aciers HA : $\bar{\sigma}_s = \max (0.5 fe; 110 \sqrt{\eta f t_j})$	Pour les aciers RL : $\bar{\sigma}_s = 0.8(\frac{2}{3} fe)$ Pour les aciers à HA : $\bar{\sigma}_s = \max (0.4 fe; 88 \sqrt{\eta f t_j})$
Sources	Selon BAEL 91 (A.4.5,32) et CBA 93 (A.4.5.3.2.)	Selon BAEL 91 (A.4.5,33) et CBA 93 (A.4.5.3.3.)	Selon BAEL 91 (A.4.5,34) et CBA 93 (A.4.5.3.4.)

Où :

fe : limite d'élasticité de l'acier ($fe = 500$ MPa pour FeE500).

$f t_j$: résistance caractéristique à la traction du béton à j jours.

η : coefficient de fissuration : $\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisse} \\ 1.6 & \text{pour les aciers haute adhérence} \end{cases}$

RL : ronds lisses

HA : haute adhérence

II.7. LES LOGICIELS UTILISES

Pour la modélisation, l'analyse et la représentation graphique de notre projet, nous avons utilisé plusieurs logiciels complémentaires, chacun répondant à un besoin spécifique dans le processus de calcul et de conception :

- CSI Etabs : modélisation et analyse structurale
- Autodesk AutoCAD : dessins architecturaux et structuraux
- Spyder (Langage Python) : calculs complémentaires
- Socotec : Calcul de ferrailage

- Robot expert : Calcul du ferrailage

II.8. LES REGLEMENTS UTILISES

Afin d'assurer la sécurité, la conformité et la fiabilité de la structure étudiée, nous nous sommes appuyés sur les principaux règlements nationaux et internationaux relatifs au béton armé et aux actions sur les structures.

Les normes et règlements Algériens

- Règlement de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR B.C 2.41 CBA 93).
- Règlement parasismique Algérien (DTR B.C 2.48 RPA 2024).
- Règlement Algérien des Charges Permanentes Et Des Charges D'exploitation (DTR B.C 2.2).

Les Règlements Français

- BAEL 91 modifié 99 (BAEL 91/99) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

II.9. CONCLUSION

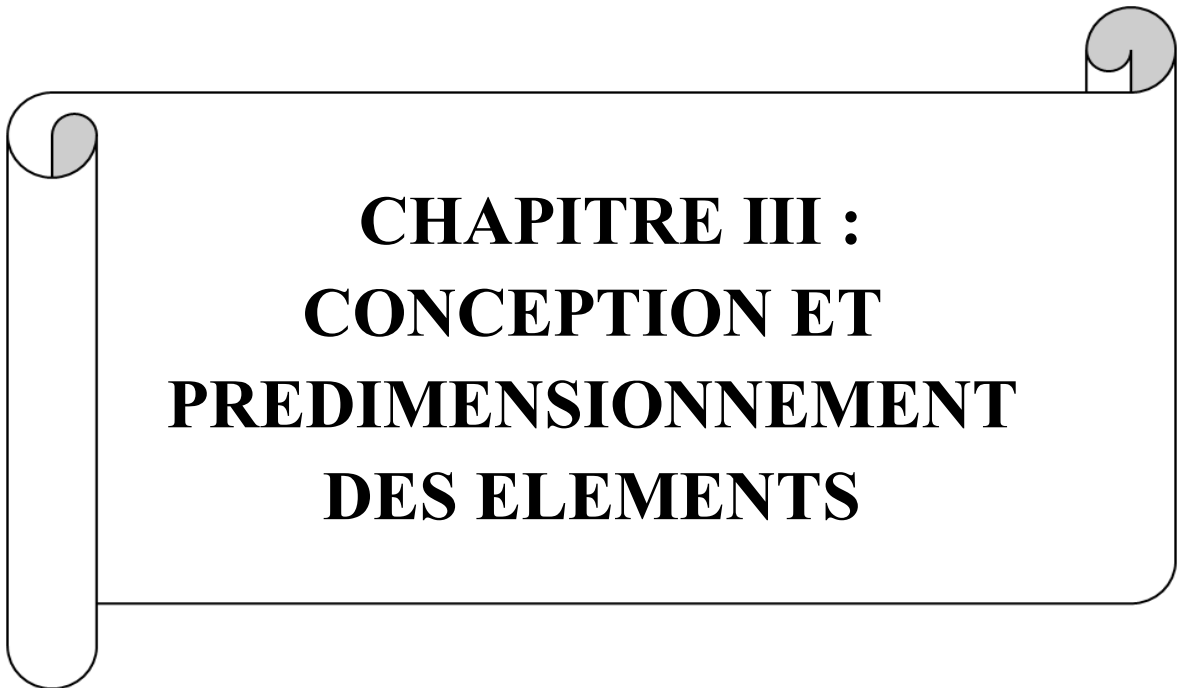
Ce chapitre a présenté de manière détaillée l'ouvrage objet de notre projet de fin d'études, qui est un immeuble d'habitation de grande hauteur implanté à Alger, soumis aux exigences de la zone sismique VI selon le RPA 2024.

Nous avons exposé son organisation architecturale, ses dimensions principales en plan et en élévation, ainsi que sa configuration générale incluant sous-sols, entre-sol, étages courants, attiques et toiture.

Le projet a été classé conformément aux normes algériennes, notamment en termes de zone sismique, groupe d'importance et catégorie de site, ainsi qu'en termes de vent. Les caractéristiques mécaniques matériaux utilisés (béton et acier), nécessaires au dimensionnement ont été présentées en détail, ainsi que les différents modules d'élasticités, résistances et contraintes admissibles utilisés dans les calculs.

Les outils numériques mobilisés (ETABS, AutoCAD, Python, Socotec) ainsi que les règlements appliqués (CBA 93, RPA 2024, DTR charges, BAEL 91/99...) ont également été recensés pour cadrer l'approche méthodologique adoptée.

Cette présentation constitue ainsi une base indispensable aux étapes qui suivent de notre travail, qui seront consacrées au prédimensionnement des éléments, à la modélisation numérique de la structure et à l'analyse du comportement de l'ouvrage sous les différentes actions prescrites par les normes en vigueur.

A decorative graphic of a scroll with a light gray fill and a black outline. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges curled up. The text is centered within the unrolled portion of the scroll.

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1. INTRODUCTION

La conception structurelle constitue une étape essentielle du dimensionnement d'un ouvrage, puisqu'elle permet de définir l'ossature porteuse, le système de contreventement et l'implantation des éléments structuraux. Dans le cadre de ce projet, une analyse des plans architecturaux a été réalisée afin d'évaluer la conception initiale et de proposer des variantes structurelles adaptées.

La variante architecturale de référence, conçue sans intervention d'un ingénieur structure, a été retenue comme base de travail puis modifiée pour aboutir à une 3^{ème} variante de type voile-dalle. En complément, deux autres conceptions structurelles ont été proposées. Chaque variante vise à assurer une répartition satisfaisante des charges et une stabilité adéquate de l'ouvrage. Le choix de la solution optimale sera effectué après validation des dimensions des éléments par des calculs détaillés.

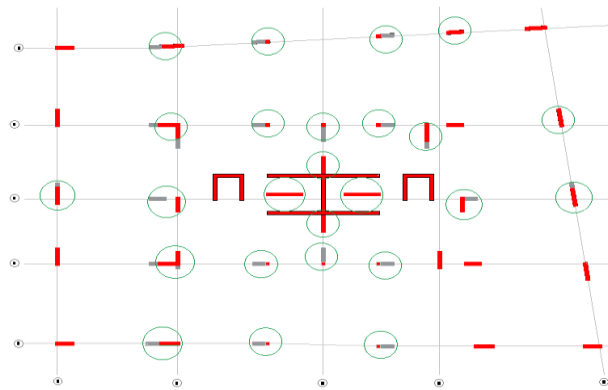


Figure III. 1 : Conception de la variante 01.

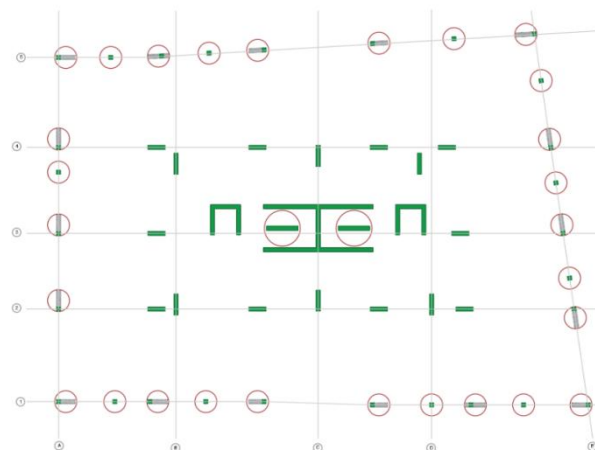


Figure III. 2 : Conception de la variante 02.

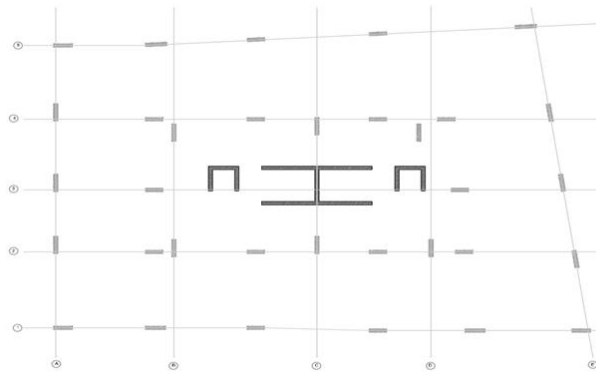


Figure III. 3 : conception de la variante 03.

III.2. PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Le plancher est un élément plan horizontal qui sépare les étages d'un bâtiment et facilite la circulation au sein d'un même niveau. Dans les constructions en béton armé (BA), il représente une partie significative du poids total de l'ouvrage. Il peut être réalisé en dalles pleines ou en corps creux.

Il se compose de trois parties distinctes :

- La partie portante.
- Le revêtement.
- Le plafond ou faux-plafond.

Les planchers doivent répondre aux critères suivants :

- Résistance et stabilité (fonction porteuse).
- Rigidité en diaphragme horizontal.
- Uniformité et protection contre le feu.
- Isolation thermique et acoustique.

Pour la tour étudiée, la dalle pleine en BA constitue le choix optimal, offrant une meilleure performance en termes de rigidité diaphragmatique. Elle doit toutefois respecter les conditions détaillées ci-après :

➤ Condition de résistance :

Selon l'article 5.6 du RPA 2024, La capacité des planchers doit permettre de transmettre, aux éléments verticaux de contreventement, les effets des forces sismiques de calcul.

Les diaphragmes, dans les plans horizontaux, doivent pouvoir transmettre, avec une sur-résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements auxquels ils sont liés.

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Selon l'article 6.1.2 du RPA 2024, les diaphragmes et les entretoisements, dans les plans horizontaux, doivent être calculés pour résister aux forces sismiques déterminées par la formule suivante :

$$F_{pk} = \frac{F_t + \sum_{i=k}^n F_i}{\sum_{i=k}^n W_i} W_{pk}$$

Où :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i ;

F_t : La force concentrée au sommet de la structure ;

F_{pk} : Force sismique exercée sur le diaphragme au niveau k ;

W_{pk} : Poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau k comprenant une fraction d'accompagnement des charges d'exploitation.

La force sismique exercée sur le diaphragme sera bornée comme exprimée dans la formule suivante :

$$0,35 \leq \frac{F_{pk}}{(A.I.S)W_{pk}} \leq 0,70$$

➤ Condition d'isolation acoustique

Selon les règles techniques « CBA93 » l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

➤ Conditions de sécurité contre l'incendie

Selon l'Eurocode 2 (EN 1992-1-2), l'épaisseur du plancher doit atteindre des valeurs minimales afin d'assurer une résistance au feu conforme aux exigences réglementaires, comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

Tableau III. 1 : Épaisseur minimale des planchers coupe-feu.

Condition	Épaisseur minimale	Type de construction
Résistance au feu de 1 heure	07 cm	Tout type de construction
Résistance au feu de 2 heures	11 cm	Habitation de grande hauteur
Résistance au feu de 3 heures	15 cm	Habitation de grande hauteur
Résistance au feu de 4 heures	17 cm	Sous-sol

➤ Limitation des flèches :

Selon l'article B.6.5.3 du CBA93, il faut vérifier que la flèche calculée est inférieure à la flèche admissible, sachant que la flèche admissible est donnée par :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L \leq 5m$$

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5cm \quad Si \ L > 5m$$

$$f_{cal} \leq f_{adm} \text{ Avec : } f_{cal} = \frac{5qL^4}{384 EI}$$

Ces valeurs limites sont établies pour garantir le bon comportement des cloisons, des revêtements de sols ou de plafonds, en évitant des déformations excessives qui pourraient causer des désordres.

III.2.1. Détermination des épaisseurs

$$\rho = \frac{Lx}{Ly}$$

Avec :

Lx : La petite portée d'un panneau de dalle en béton armé mesurée entre nus d'appuis.

Ly : La grande portée d'un panneau de dalle en béton armé mesurée entre nus d'appuis.

- Si la dalle se porte sur appuis simples : **e dalle** = $\frac{Lx}{20}$
- Si la dalle est continue avec $\rho < 0.40$ on dit que la dalle porte dans un seul sens ($Lx \ll Ly$) : alors **e dalle** = $\frac{Lx}{30}$
- Si la dalle est continue avec $0.40 \leq \rho \leq 1$ on dit que la dalle porte dans deux sens : alors **e dalle** = $\frac{Lx}{40}$

On prend le plus grand panneau.

➤ Variante 01

Tableau III. 2 : Epaisseur du plancher de variante 01.

Lx (m)	Ly (m)	ρ	e dalle (cm)	Épaisseur choisit (cm)
4.78	7.91	0.6	12	20

- Vérification des conditions de sécurité contre l'incendie : $e \geq 17$ cm (vérifiée).
- Vérification de l'isolation acoustique : $e > 13$ cm (vérifiée).
- Vérification de la flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

On a : $L = 4.78m \leq 5m$

Alors : $f_{adm} = \frac{L}{500} = 9.56$ mm

$$f_{cal} = \frac{5qL^4}{384 EI}$$

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$E = 34179.56 \text{ MPa}$

$I = 6.67 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

Le poids propre : $G = 25 \times 0.2 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$

Tableau III. 3 : Vérification de la flèche de plancher variante 01.

Nature plancher		La surcharge d'exploitation : Q(KN/ml)	q(ELS) (KN)	$f_{cal}(\text{mm})$	$f_{cal} \leq f_{adm}$
Terrasse inaccessible		1.00	6	1.99	Vérifier
Etage courant		1.50	6.50	1.94	Vérifier
Sous-sol	Commerce	5.00	10.00	2.98	Vérifier
	Parking	2.50	7.50	2.24	Vérifier

➤ Variante 02

Tableau III. 4 : Epaisseur du plancher de variante 02.

L_x (m)	L_y (m)	ρ	e dalle (cm)	Épaisseur choisit (cm)	Épaisseur choisit (commerce)
7.18	8	0.9	17.95	20	25cm

- Vérification des conditions de sécurité contre l'incendie : $e \geq 17 \text{ cm}$ (vérifiée).
- Vérification de l'isolation acoustique : $e > 13 \text{ cm}$ (vérifiée).
- Vérification de la flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

On a : $L_x = 7.18 \text{ m} \geq 5 \text{ m}$

Alors : $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.005 = 12.18 \text{ mm}$

$$f_{cal} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$E = 34179.56 \text{ MPa}$

$I (e=20\text{cm}) = 6.67 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$I (e=25\text{cm}) = 1.30 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

Le poids propre :

$$G=25 \times 0.2 \times 1=5 \text{ KN/ml}$$

$$G=25 \times 0.25 \times 1=6.25 \text{ KN/ml}$$

Tableau III. 5 : Vérification de la flèche de plancher variante 02.

Nature plancher		La surcharge d'exploitation : Q(KN/ml)	q(ELS) (KN)	$f_{cal}(\text{mm})$	$f_{cal} \leq f_{adm}$
Terrasse inaccessible		1.00	6	9.28	Vérifier
Etage courant		1.50	6.5	9,86	Vérifier
Sous-sol	Commerce	5.00	11.25	8.76	Vérifier
	Parking	2.50	7.5	11.38	Vérifier

➤ Variante 03

Tableau III. 6 : Epaisseur du plancher variante 03.

Lx (m)	Ly (m)	ρ	e dalle (cm)	Épaisseur choisit	Épaisseur choisit (commerce)
7.21	12.38	0.58	18.03	20cm	25cm

- Vérification des conditions de sécurité contre l'incendie : $e \geq 17 \text{ cm}$ (vérifiée).
- Vérification de l'isolation acoustique : $e > 13 \text{ cm}$ (vérifiée).
- Vérification de la flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

On a : $L = 7.21 \text{ m} \geq 5 \text{ m}$

$$\text{Alors : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.005 = 12.21 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = \frac{5qL^4}{384 EI}$$

$$E = 34179.56 \text{ MPa}$$

$$I(e=20\text{cm}) = 6.67 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I(e=25\text{cm}) = 1.30 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Le poids propre :

$$G=25 \times 0.2 \times 1=5 \text{ KN/ml}$$

$$G=25 \times 0.25 \times 1=6.25 \text{ KN/ml}$$

Tableau III. 7 : Vérification de la flèche de plancher variante 03.

Nature plancher		La surcharge d'exploitation : Q(KN/ml)	q(ELS) (KN)	$f_{cal}(\text{mm})$	$f_{cal} \leq f_{adm}$
Terrasse inaccessible		1.00	6.00	9.26	Vérifier
Etagé courant		1.50	6.50	10.03	Vérifier
Sous-sol	Commerce	5.00	11.25	8.91	Vérifier
	Parking	2.50	7.50	11.6	Vérifier

III.2.2. Evaluation des charges et surcharges

La descente de charges consiste à estimer et chiffrer les charges permanentes et les surcharges d'exploitation supportées par chacun des éléments constitutifs du bâtiment en fonction de leurs emplacements et du principe de la répartition de ces charges sur ces éléments, afin de déterminer par la suite les sollicitations développées dans la structure. Cette opération est réalisée en se basant sur les définitions du règlement Algérien des charges et surcharges DTR B.C.2.2.

III.2.2.1. Charges d'exploitation

Tableau III. 8 : Charges d'exploitation.

Nature des locaux	Valeurs KN/m ²
Habitation	1.5
Terrasse inaccessible	1.00
Balcon	3.50
Cage d'escalier	2.50
Dépôt	3.50
Commerce	5.00
Parking	2.50

III.2.2.2. Plancher pour terrasse inaccessible**Tableau III. 9 : Descente de charge du plancher terrasse inaccessible.**

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	
Protection en gravillons	17	0.05	0.85	
Étanchéité multicouche	12	0.01	0.12	
Forme de pente	22	0.12	2.64	
Isolation thermique	0.4	0.04	0.016	
Dalle en béton armé	25	e	25e	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
		Charge permanente	e=20	8.83
			e=25	10.08

III.2.2.3. Plancher pour étage courant**Tableau III. 10 : Descente de charge du plancher étage courant.**

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Dalle en béton armé	25	e	25e	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
Cloisons en maçonnerie	-	-	1	
		Charge permanente	e=20	7.4
			e=25	8.65

III.2.2.4. Plancher pour balcon

Les balcons sont solidaires de la dalle pleine du plancher. Ils sont considérés comme une continuité du plancher et participent au transfert des charges vers les éléments porteurs.

Tableau III. 11 : Descente de charge du plancher balcon/Terrasse.

Désignation	Poids volumique (KN/m³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m²)	
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Dalle en béton armé	25	e	25e	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
		Charge permanente	e=20	6.4
			e=25	7.65

III.2.2.5. Plancher pour parking**Tableau III. 12 : Descente de charge du plancher parking.**

Désignation	Poids volumique (KN/m³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m²)	
Dalle en béton armé	25	e	25e	
		Charge permanente	e=20	5
			e=25	6.25

III.2.2.6. Maçonnerie**➤ Murs extérieurs****Tableau III. 13 : Descente de charge des murs extérieurs.**

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	22	0,02	0,44

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Briques creuses	9	0,10	0,90
Lame d'air	—	0,05	—
Briques creuses	9	0,10	0,90
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
		Charge permanente	2.44

III.3. PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Le prédimensionnement des poutres consiste à proposer des dimensions initiales pour la section transversale des poutres, sur la base de critères de comportement en service et de prescriptions réglementaires. Il est principalement fondé sur le respect de la condition de la flèche admissible, ainsi que sur les exigences et recommandations définies par RPA 2024.

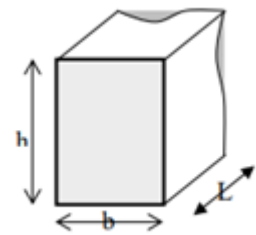


Figure III. 4 : Vue 3D d'une poutre

Dans le cadre de cette étude, le prédimensionnement des poutres est appliqué à l'ensemble des deux configurations structurales considérées, afin d'assurer une cohérence comparative et d'évaluer l'influence du choix structural sur le comportement global de l'ouvrage.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Et} \quad 0.3h \leq b \leq 0.8h$$

Où :

b : désigne la largeur de la poutre ;

h : désigne l'épaisseur de la poutre ;

L : désigne la portée maximale de la poutre entre nu des appuis.

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après selon l'article 7.5.1. Du RPA 2024 :

$$\begin{cases} b \geq 25cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4.00 \end{cases}$$

III.3.1. Poutres sens X périphérique

Tableau III. 14 : Détails de calculs des poutres sens X périphériques.

Variante	Portée maximale L(m)	$\frac{L}{15} \leq h(cm) \leq \frac{L}{10}$	$0.3h \leq b(cm) \leq 0.8h$	$\frac{h}{b} \leq 4.00$
Variante 01	8.01	55	30	1.83

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Variante 02	8.3	60	30	2
-------------	-----	----	----	---

- D'après le RPA 2024 on a :

$$\begin{cases} b \geq 25cm & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30cm & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4.00 & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

- Vérification de la flèche variante 01 :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

On a : $L = 8.01m \geq 5m$

$$\text{Alors : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.005 = 13.01mm$$

$$f_{cal} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$E = 34179.56MPa$$

$$I = 4.16 \times 10^{-3} m^4$$

Tableau III. 15 : Vérification de la flèche des poutres sens X périphériques variantes 01.

Nature plancher		$G \text{ (KN.m)} = \rho_{BA} \times b \times h + G \times b$	$Q \text{ (KN.m)} = Q \times b$	q(ELU)	$f_{cal} \text{ (mm)}$	$f_{cal} \leq f_{adm}$
Terrasse inaccessible		6.77	0.3	9.59	3.62	Vérifier
Etage courant		6.35	0.45	9.25	3.5	Vérifier
Sous-sol	Commerce	6.35	1.5	10.82	4.08	Vérifier
	Parking	5.63	0.75	8.73	3.29	Vérifier

- Vérification de la flèche variante 02 :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

On a : $L = 8.3 \geq 5m$

$$\text{Alors : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.005 = 13.3mm$$

$$f_{cal} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$E = 34179.56MPa$$

$$I = 5.4 \times 10^{-3} m^4$$

Tableau III. 16 : Vérification de la flèche des poutres sens X périphériques variantes 02.

Nature plancher		$G \text{ (KN.m)} = \rho_{BA} \times b \times h + G \times b$	$Q \text{ (KN.m)} = Q \times b$	q(ELU)	$f_{cal} \text{ (mm)}$	$f_{cal} \leq f_{adm}$
Terrasse inaccessible		7.15	0.3	10.10	3.38	Vérifier
Etage courant		6.72	0.45	9.75	3.26	Vérifier
Sous-sol	Commerce	7.1	1.5	11.84	3.96	Vérifier
	Parking	6	0.75	9.23	2	Vérifier

III.3.2. Poutres sens Y périphériques

Tableau III. 17 : Détails de calculs des poutres sens Y périphériques.

Variantes	Portée maximale L(m)	$\frac{L}{15} \leq h \text{ (cm)} \leq \frac{L}{10}$	$0.3h \leq b \text{ (cm)} \leq 0.8h$	$\frac{h}{b} \leq 4.00$
Variante 01	8.6	60	30	2
Variante 02	7.43	50	30	1.67

- D'après le RPA 2024 on a :

$$\begin{cases} b \geq 25\text{cm} & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4.00 & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

- Vérification de la flèche variante 01 :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

On a : $L=8.6\text{m} \geq 5\text{m}$

$$\text{Alors : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.005 = 13.6\text{mm}$$

$$f_{cal} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$E = 34179.56\text{MPa}$$

$$I = 5.4 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau III. 18 : Vérification de la flèche des poutres Y périphériques variante 01.

Nature plancher		$G \text{ (KN.m)} = \rho_{BA} \times b \times h + G \times b$	$Q \text{ (KN.m)} = Q \times b$	q(ELU)	$f_{cal} \text{ (mm)}$	$f_{cal} \leq f_{adm}$
Terrasse inaccessible		7.15	0.3	10.10	3.89	Vérifier
Etage courant		6.72	0.45	9.75	3.76	Vérifier
Sous-sol	Commerce	6.72	1.5	11.32	4.37	Vérifier
	Parking	6.00	0.75	9.23	3.56	Vérifier

- Vérification de la flèche variante 02 :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

On a : $L = 7.43\text{m} \geq 5\text{m}$

Alors : $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.005 = 12.43\text{mm}$

$$f_{cal} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$E = 34179.56\text{MPa}$

$I = 3.125 \times 10^{-3}\text{m}^4$

Tableau III. 19 : Vérification de la flèche des poutres sens Y périphériques variante 2.

Nature plancher		$G \text{ (KN.m)} = \rho_{BA} \times b \times h + G \times b$	$Q \text{ (KN.m)} = Q \times b$	q(ELU)	$f_{cal} \text{ (mm)}$	$f_{cal} \leq f_{adm}$
Terrasse inaccessible		6.4	0.3	9.09	3.38	Vérifier
Etage courant		5.97	0.45	8.73	3.24	Vérifier
Sous-sol	Commerce	6.35	1.5	10.82	4.02	Vérifier
	Parking	5.25	0.75	8.21	3.05	Vérifier

III.3.3. Poutres sens X interne

Tableau III. 20 : Détails de calculs des poutres sens X interne.

Variante	Portée maximale L(m)	$\frac{L}{15} \leq h \text{ (cm)} \leq \frac{L}{10}$	$0.3h \leq b \text{ (cm)} \leq 0.8h$	$\frac{h}{b} \leq 4.00$
Variante 01	8.72	60	30	2

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Variante 02	8.4	60	30	2
-------------	-----	----	----	---

- D'après le RPA 2024 on a :

$$\begin{cases} b \geq 25cm & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30cm & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4.00 & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

- Vérification de la flèche variante 01 :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

On a : $L = 8.72m \geq 5m$

$$\text{Alors : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.005 = 13.72mm$$

$$f_{cal} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$E = 34179.56MPa$$

$$I = 5.4 \times 10^{-3} m^4$$

Tableau III. 21 : Vérification de la flèche des poutres sens X interne variantes 01.

Nature plancher		$G \text{ (KN.m)} = \rho_{BA} \times b \times h + G \times b$	$Q \text{ (KN.m)} = Q \times b$	q(ELU)	$f_{cal} \text{ (mm)}$	$f_{cal} \leq f_{adm}$
Terrasse inaccessible		7.15	0.30	10.10	4.12	Vérifier
Etage courant		6.72	0.45	9.75	3.98	Vérifier
Sous-sol	Commerce	6.72	1.50	11.32	4.62	Vérifier
	Parking	6.00	0.75	9.22	3.76	Vérifier

- Vérification de la flèche variante 02 :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

On a : $L = 8.4m \geq 5m$

$$\text{Alors : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.005 = 13.4mm$$

$$f_{cal} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$E = 34179.56MPa$$

$$I = 5.4 \times 10^{-3} m^4$$

Tableau III. 22 : Vérification de la flèche des poutres sens X interne variantes 02.

Nature plancher		$G \text{ (KN.m)} = \rho_{BA} \times b \times h + G \times b$	$Q \text{ (KN.m)} = Q \times b$	q(ELU)	$f_{cal} \text{ (mm)}$	$f_{cal} \leq f_{adm}$
Terrasse inaccessible		7.15	0.3	10.10	3.55	Vérifier
Etage courant		6.72	0.45	9.75	3.42	Vérifier
Sous-sol	Commerce	7.10	1.5	11.84	4.16	Vérifier
	Parking	6.00	0.75	9.74	2.1	Vérifier

III.3.4. Poutres sens Y interne

Tableau III. 23 : Détails de calculs des poutres sens Y interne.

Variante	Portée maximale L(m)	$\frac{L}{15} \leq h \text{ (cm)} \leq \frac{L}{10}$	$0.3h \leq b \text{ (cm)} \leq 0.8h$	$\frac{h}{b} \leq 4.00$
Variante 01	8.90	60	30	2
Variante 02	7.92	55	30	1.83

- D'après le RPA 2024 on a :

$$\begin{cases} b \geq 25\text{cm} & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4.00 & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

- Vérification de la flèche variante 01 :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

On a : $L=8.90 \geq 5\text{m}$

$$\text{Alors : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.005 = 13.90\text{mm}$$

$$f_{cal} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$E = 34179.56\text{MPa}$$

$$I = 5.40 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau III. 24 : Vérification de la flèche des poutres Y interne variante 01.

Nature plancher		$G \text{ (KN.m)} = \rho_{BA} \times b \times h + G \times b$	$Q \text{ (KN.m)} = Q \times b$	q(ELU)	$f_{cal} \text{ (mm)}$	$f_{cal} \leq f_{adm}$
Terrasse inaccessible		7.15	0.3	10.10	4.47	Vérifier
Etage courant		6.72	0.45	9.75	4.32	Vérifier
Sous-sol	Commerce	6.72	1.5	11.32	5.01	Vérifier
	Parking	6.00	0.75	9.22	4.08	Vérifier

- Vérification de la flèche variante 02 :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

On a : $L = 7.92\text{m} \geq 5\text{m}$

Alors : $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.005 = 12.92\text{mm}$

$$f_{cal} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$E = 34179.56\text{MPa}$

$I = 4.16 \times 10^{-3}\text{m}^4$

Tableau III. 25 : Vérification de la flèche des poutres sens Y interne variante 2.

Nature plancher		$G \text{ (KN.m)} = \rho_{BA} \times b \times h + G \times b$	$Q \text{ (KN.m)} = Q \times b$	q(ELU)	$f_{cal} \text{ (mm)}$	$f_{cal} \leq f_{adm}$
Terrasse inaccessible		6.77	0.3	9.59	3.45	Vérifier
Etage courant		6.35	0.45	9.25	3.33	Vérifier
Sous-sol	Commerce	6.72	1.5	11.32	4.08	Vérifier
	Parking	5.63	0.75	8.73	2.03	Vérifier

III.4. PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux constituent des éléments structuraux verticaux porteurs assurant la transmission des charges permanentes, correspondant au poids propre de la structure, ainsi que des surcharges d'exploitation vers les fondations. Ils participent également à la reprise des actions horizontales, notamment celles dues au vent et aux sollicitations sismiques.

Associés aux poutres, les poteaux forment des portiques qui contribuent, selon des proportions variables, au système de contreventement global du bâtiment.

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Leur dimensionnement est effectué conformément aux règles de calcul du béton armé (CBA 93) et fait l'objet d'une vérification réglementaire selon les prescriptions en vigueur du RPA 2024.

Dans le cas des bâtiments implantés en zone sismique, les poteaux sont principalement sollicités en flexion composée, résultant de la combinaison d'un effort normal statique prépondérant, dû aux charges gravitaires des éléments situés aux niveaux supérieurs, et d'un moment fléchissant important engendré par les actions sismiques latérales. Néanmoins, afin de simplifier la phase de prédimensionnement, les poteaux sont initialement considérés comme soumis à une compression centrée, tout en intégrant la vérification de l'état limite de stabilité de forme, indispensable pour prévenir tout phénomène de flambement.

D'après l'article 8.4.1 du CBA93, l'effort normal ultime N_u agissant sur des poteaux soumis à une compression centrée doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

- B_r : Section réduite du poteau ;
- A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul ;
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression de béton, $f_{c28} = 35\text{MPa}$;
- f_e : Contrainte limite d'élasticité de l'acier utilisé.

Coefficients de sécurité partiels :

- $\gamma_b = 1.20$
- $\gamma_s = 1.00$

α : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

- Si : $\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{(1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2)}$
- Si : $50 \leq \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$

On fixe l'élancement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ car le calcul se fait en compression centrée.

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.85}{(1+0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2)} = 0.708$$

D'après l'article 7.4.2 du RPA 2024 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, leur pourcentage minimal sera de : $\frac{A}{B} = 1.0\%$ (**zone VI**)

D'où :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + 1\% \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)}$$

$$Br \geq \frac{Nu}{0.708 \left(\frac{35}{0.9 \times 1.20} + 1\% \times \frac{500}{1.00} \right)}$$

$$Br \geq 0.038 Nu$$

Avec : $N_u = 1.35G + 1.5Q$

Selon l'article 7.4.1 du RPA 2024 les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1; h_1) \geq 30 \text{ cm (Zone VI)} \\ \text{Min } (b_1; h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

III.4.1. Calcul de la surface coffrée de poteau

La surface attribuée à chaque poteau sera limitée, puis déterminée à l'aide du logiciel AutoCAD.

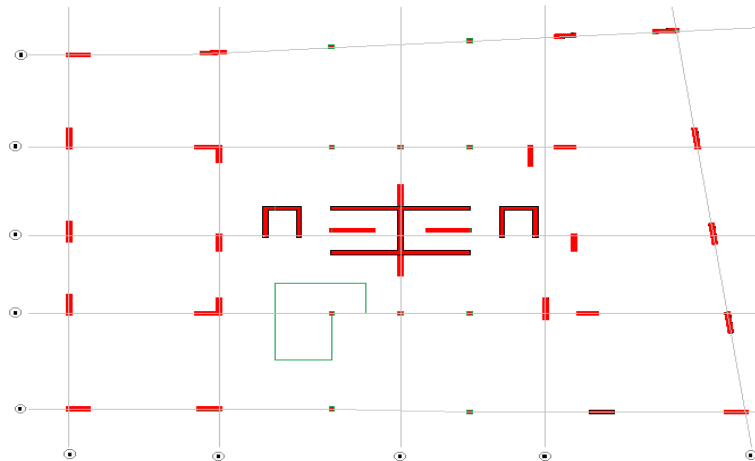


Figure III. 5 : Vue en plan de la surface chargée qui revient aux poteaux P1 variante 01.

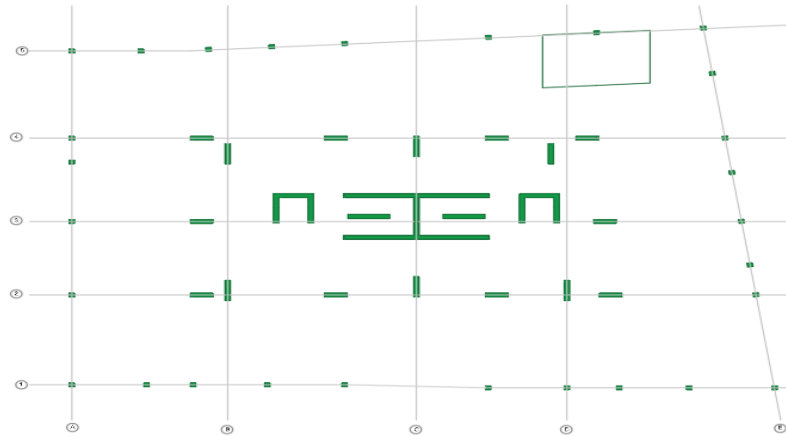


Figure III. 6 : Vue en plan de la surface chargée qui revient aux poteaux P2 variante 02.

Tableau III. 26 : Les valeurs des surfaces revenant aux poteaux.

Poteau	P1		P2
Surface (m ²)	16.07	33.87	25.89

III.4.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux

Le poids du plancher attribué à un poteau donné doit intégrer l'ensemble des charges permanentes ainsi que les surcharges d'exploitation, ces dernières étant prises en compte conformément à la loi de dégression prévue par la réglementation. Afin de tenir compte, de manière approchée, du poids propre des poutres et des poteaux inclus dans la surface d'influence considérée, le poids du plancher revenant au poteau est majoré de 10 %.

Calcul de N_G et N_Q

➤ Variante 01

Niveau terrasse inaccessible :

- La charge permanente : $G_{Ter}=8.83\text{KN/m}^2$
- La charge permanente avec majoration de 10% : 9.71 KN/m^2
- La charge d'exploitation : $Q_{Ter}= 1.00 \text{ KN/m}^2$

Etage courant/habitation :

- La charge permanente : $G_{ec}=7,4\text{KN/m}^2$
- La charge permanente avec majoration de 10% : 8.14 KN/m^2
- La charge d'exploitation : $Q_{ec}=1.50 \text{ KN/m}^2$

Balcon :

- La charge permanente : $G_{\text{balcon}}=6,4\text{KN/m}^2$
- La charge permanente avec majoration de 10% : 7.04 KN/m^2
- La charge d'exploitation : $Q_{\text{balcon}}=3.50\text{KN/m}^2$

Parking :

- La charge permanente : $G_{\text{parking}}=5 \text{ KN/m}^2$
- La charge permanente avec majoration de 10% : 5.5 KN/m^2
- La charge d'exploitation : $Q_{\text{parking}}=2.50 \text{ KN/m}^2$

Dépôt :

- La charge permanente : $G_{\text{dépôt}}=5 \text{ KN/m}^2$
- La charge permanente avec majoration de 10% : 5.5 KN/m^2
- La charge d'exploitation : $Q_{\text{dépôt}}=3.50 \text{ KN/m}^2$

Commerce :

- La charge permanente : $G_{\text{commerce}}=7.4\text{KN/m}^2$
- La charge permanente avec majoration de 10% : 8.14KN/m^2
- La charge d'exploitation : $Q_{\text{commerce}}=5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Variante 02**

Niveau terrasse inaccessible :

- La charge permanente : $G_{\text{Ter}}=8.83 \text{ KN/m}^2$
- La charge permanente avec majoration de 10% : 9.71 KN/m^2
- La charge d'exploitation : $Q_{\text{Ter}}= 1.00 \text{ KN/m}^2$

Etage courant/habitation :

- La charge permanente : $G_{\text{ec}}= 7.4 \text{ KN/m}^2$
- La charge permanente avec majoration de 10% : 8.14 KN/m^2
- La charge d'exploitation : $Q_{\text{ec}}=1.50 \text{ KN/m}^2$

Parking :

- La charge permanente : $G_{\text{parking}}=5 \text{ KN/m}^2$
- La charge permanente avec majoration de 10% : 5.5 KN/m^2
- La charge d'exploitation : $Q_{\text{parking}}=2.50 \text{ KN/m}^2$

Commerce :

- La charge permanente : $G_{\text{commerce}}=8.65 \text{ KN/m}^2$
- La charge permanente avec majoration de 10% : 9.52 KN/m^2
- La charge d'exploitation : $Q_{\text{commerce}}=5 \text{ KN/m}^2$

Tableau III. 27 : Les efforts normaux par étage revenant aux poteaux variante 01.

Plancher	Poteau	P1
Terrasse inaccessible	N_{Gter} (KN)	210.65
	N_{Qter} (KN)	24.11
Attique 02	N_{Gec} (KN)	176.60
	N_{Qec} (KN)	36.16
Attique 01	$N_{Gbalcon}$ (KN)	152.73
	$N_{Qbalcon}$ (KN)	84.37
15 ^{eme} + 1 à 14 ^{eme} étages	N_{Gec} (KN)	176.60
	N_{Qec} (KN)	36.16
RDC	N_{Gec} (KN)	372.20
	N_{Qec} (KN)	76.21
Entre -Sol 1	$N_{Gparking}$ (KN)	251.48
	$N_{Qparking}$ (KN)	127.01
Entre -Sol 2 à 4	$N_{Gdépôt}$ (KN)	251.48
	$N_{Qdépôt}$ (KN)	177.82
Entre -Sol 5	$N_{Gcommerce}$ (KN)	372.20
	$N_{Qcommerce}$ (KN)	254.03
Entre -Sol 6,7 + S/S 1 à 4	$N_{Gparking}$ (KN)	251.48
	$N_{Qparking}$ (KN)	127.01

Tableau III. 28 : Les efforts normaux par étage revenant aux poteaux variante 02.

Plancher	Poteau	P1
Terrasse inaccessible	N_{Gter} (KN)	339.4
	N_{Qter} (KN)	38.84
Attique (01,02) + 15 ^{eme} + 1 à 14 ^{eme} étages + RDC	N_{Gec} (KN)	284.51
	N_{Qec} (KN)	58.23
Entre -Sol 1	$N_{Gparking}$ (KN)	192.23
	$N_{Qparking}$ (KN)	97.09
Entre -Sol 2 à 4	N_{Gec} (KN)	284.51
	N_{Qec} (KN)	58.23
Entre -Sol 5	$N_{Gcommerce}$ (KN)	332.74
	$N_{Qcommerce}$ (KN)	194.175
Entre -Sol 6,7 + S/S 1 à 4	$N_{Gparking}$ (KN)	192.23
	$N_{Qparking}$ (KN)	97.09

III.4.3. Loi de dégression et surcharges d'exploitation

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages.

Tableau III. 29 : La loi de dégression.

Sous terrasse	Q_0
Sous étage 1	Q_0+Q_1
Sous étage 2	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
Sous étage 3	$Q_0+0.9 (Q_1+ Q_2+Q_3)$
Sous étage 4	$Q_0+0.85 (Q_1+ Q_2+Q_3+ Q_4)$

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Sous étage 5	$Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
Sous étage n	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum Q_i$

Tableau III. 30 : Coefficient de dégression des charges d'exploitation.

Etage (variante 01)	C _q	Etage (variante 02)	C _q
Terrasse	1.00	Terrasse	1.00
Attique 02	1.00	Attique 02	1.00
Attique 01	1.00	Attique 01	0.95
15	1.00	15	0.90
14	0.95	14	0.85
13	0.90	13	0.80
12	0.85	12	0.75
11	0.80	11	0.71
10	0.75	10	0.69
09	0.71	09	0.67
08	0.69	08	0.65
07	0.67	07	0.64
06	0.65	06	0.63
05	0.64	05	0.62
04	0.63	04	0.61
03	0.62	03	0.60
02	0.61	02	0.59
01	0.60	01	0.59
RDC	0.59	RDC	0.58

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Entre -Sol 1	1.00	Entre -Sol 1	1.00
Entre -Sol 2	1.00	Entre -Sol 2	1.00
Entre -Sol 3	0.95	Entre -Sol 3	0.95
Entre -Sol 4	0.90	Entre -Sol 4	0.90
Entre -Sol 5	1.00	Entre -Sol 5	1.00
Entre -Sol 6	1.00	Entre -Sol 6	1.00
Entre -Sol 7	0.95	Entre -Sol 7	0.95
Sous-Sol 1	0.90	Sous-Sol 1	0.90
Sous-Sol 2	0.85	Sous-Sol 2	0.85
Sous-Sol 3	0.80	Sous-Sol 3	0.80
Sous-Sol 4	0.75	Sous-Sol 4	0.75

Suivant la méthode préconisée par le CBA93, nous avons calculé les sections réduites Br puis les dimensions finales des poteaux.

Tableau III. 31 : Pré Dimensionnement de poteau P1 variante 01.

Etage	NG	NQ	Nu	a (cm)	Section (cm ²)
Terrasse	210,65	24,11	234,76	11,45	30x30
Attique 02	387,25	60,27	447,52	15,04	30x30
Attique 01	539,98	144,64	684,62	18,13	30x30
15ème	716,58	180,80	897,38	20,47	30x30
14ème	893,18	215,15	1108,33	22,52	30x30
13ème	1069,78	245,89	1315,67	24,36	30x30
12ème	1246,38	273,01	1519,39	26,03	30x30
11ème	1422,98	296,51	1719,49	27,56	30x30
10ème	1599,58	316,40	1915,98	28,98	30x30
9ème	1776,18	334,84	2111,02	30,32	35x35
8ème	1952,78	355,45	2308,23	31,62	35x35
7ème	2129,38	374,62	2504,00	32,85	35x35
6ème	2305,98	392,34	2698,32	34,02	35x35
5ème	2482,58	412,22	2894,80	35,17	40x40
4ème	2659,18	431,39	3090,57	36,27	40x40
3ème	2835,78	449,83	3285,61	37,33	40x40
2ème	3012,38	467,55	3479,93	38,36	40x40

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

1er	3188,98	484,54	3673,52	39,36	40x40
RDC	3561,18	524,45	4085,63	41,40	45x45
E/S 1	3812,66	651,46	4464,12	43,19	45x45
E/S 2	4064,14	829,28	4893,42	45,12	50x50
E/S 3	4315,62	998,20	5313,82	46,94	50x50
E/S 4	4567,10	1149,35	5716,45	48,61	50x50
E/S 5	4939,30	1403,38	6342,68	51,09	55x55
E/S 6	5190,78	1530,39	6721,17	52,54	55x55
E/S 7	5442,26	1651,05	7093,31	53,92	55x55
S/S 1	5693,74	1759,01	7452,75	55,22	60x60
S/S 2	5945,22	1854,27	7799,49	56,44	60x60
S/S 3	6196,70	1936,82	8133,52	57,59	60x60
S/S 4	6448,18	2006,68	8454,86	58,68	60x60

Tableau III. 32 : Pré Dimensionnement de poteau P2 variante 02.

Etage	NG	NQ	Nu	a (cm)	Section (cm ²)
Terrasse	339,4	38,84	378,24	13,99	30x30
Attique 02	623,91	97,09	721	18,55	30x30
Attique 01	908,42	149,52	1057,94	22,05	30x30
15ème	1192,93	196,12	1389,05	24,97	30x30
14ème	1477,44	236,89	1714,33	27,52	30x30
13ème	1761,95	271,84	2033,79	29,80	30x30
12ème	2046,46	300,97	2347,43	31,87	35x35
11ème	2330,97	330,09	2661,06	33,80	35x35
10ème	2615,48	359,22	2974,7	35,62	40x40
9ème	2899,99	388,34	3288,33	37,35	40x40
8ème	3184,5	417,47	3601,97	39,00	40x40
7ème	3469,01	446,59	3915,6	40,57	45x45
6ème	3753,52	475,72	4229,24	42,09	45x45
5ème	4038,03	504,84	4542,87	43,55	45x45
4ème	4322,54	533,97	4856,51	44,96	45x45
3ème	4607,05	563,09	5170,14	46,32	50x50
2ème	4891,56	592,22	5483,78	47,65	50x50
1er	5176,07	621,34	5797,41	48,94	50x50
RDC	5460,58	650,47	6111,05	50,19	55x55
Entre -Sol 1	5652,81	747,56	6400,37	51,32	55x55
Entre -Sol 2	5937,32	805,81	6743,13	52,62	55x55
Entre -Sol 3	6221,83	858,23	7080,06	53,87	55x55
Entre -Sol 4	6506,34	904,83	7411,17	55,07	60x60
Entre -Sol 5	6839,08	1099,01	7938,09	56,92	60x60

Entre -Sol 6	7031,31	1293,18	8324,49	58,24	60x60
Entre -Sol 7	7223,54	1467,94	8691,48	59,47	60x60
Sous-Sol 1	7415,77	1623,28	9039,05	60,61	65x65
Sous-Sol 2	7608	1759,2	9367,2	61,66	65x65
Sous-Sol 3	7800,23	1875,71	9675,94	62,64	65x65
Sous-Sol 4	7992,46	1972,79	9965,25	63,54	65x65

III.4.4. Vérification des conditions de RPA 2024

Selon l'article 7.4.1 du RPA 2024, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm (Zone VI)} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

Avec

l_{cl} : La longueur libre de poteau

Le tableau indique toutes les vérifications des conditions de RPA 2024.

Tableau III. 33 : Vérification des conditions de RPA 2024 variante 01.

Poteaux (cm ²)	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 30cm	l_{cl} (Cm)	$l_{cl}/20$ (Cm)	Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{l_{cl}}{20}$	$\frac{b_1}{h_1}$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$
30×30	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
35x35	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
40×40	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
45×45	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
50×50	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
55×55	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
60×60	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
65×65	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
70×70	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

75×75	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
80×80	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
85×85	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée

Tableau III. 34 : Vérification des conditions de RPA 2024 variante 02.

Poteaux (cm ²)	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 30cm	l _{cl} (Cm)	l _{cl} /20 (Cm)	Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{l_{cl}}{20}$	$\frac{b_1}{h_1}$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$
30×30	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
35×35	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
40×40	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
45×45	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
50×50	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
55×55	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
60×60	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
65×65	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
70×70	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
75×75	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
80×80	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
85×85	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
90×90	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée
95×95	Vérifiée	303	15.15	Vérifiée	1	Vérifiée

III.4.5. Vérification de non-flambement des poteaux

- Calcul de moment d'inertie :

$$I_x=I_y=\frac{a \times b^3}{12}$$

- Rayon de giration :

$$i_x=i_y=\sqrt{\frac{I}{B}}$$

- Élancement mécanique :

$$l_f=k_0 \times l_0$$

Avec : l_f : longueur de flambement ;

l_0 : Longueur libre du poteau ;

$k_0=0,7$ pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

Il suffit que : $\lambda=\frac{l_f}{i} \leq 35$

Tableau III. 35 : Vérification de condition du flambement poteaux P1 variante 01.

Poteau (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	I (cm ⁴)	B(cm ²)	i(cm)	λ	Vérification
30×30	303	212,10	67500,00	900,00	8,66	24,49	Vérifiée
35x35	303	212,10	125052,08	1225,00	10,10	20,99	Vérifiée
40×40	303	212,10	213333,33	1600,00	11,55	18,37	Vérifiée
45×45	303	212,10	341718,75	2025,00	12,99	16,33	Vérifiée
50×50	303	212,10	520833,33	2500,00	14,43	14,69	Vérifiée
55×55	303	212,10	762552,08	3025,00	15,88	13,36	Vérifiée
60×60	303	212,10	1080000,00	3600,00	17,32	12,25	Vérifiée
65×65	303	212,10	1487552,08	4225,00	18,76	11,30	Vérifiée
70×70	303	212,10	2000833,33	4900,00	20,21	10,50	Vérifiée
75×75	303	212,10	2636718,75	5625,00	21,65	9,80	Vérifiée
80×80	303	212,10	3413333,33	6400,00	23,09	9,18	Vérifiée
85×85	303	212,10	4350052,08	7225,00	24,54	8,64	Vérifiée

Tableau III. 36 : Vérification de condition du flambement poteaux P2 variante 02.

Poteau (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	I (cm ⁴)	B (cm ²)	i (cm)	λ	Vérification
30x30	303	212,10	67500,00	900,00	8,66	24,49	Vérifiée
35x35	303	212,10	125052,08	1225,00	10,10	20,99	Vérifiée
40x40	303	212,10	213333,33	1600,00	11,55	18,37	Vérifiée
45x45	303	212,10	341718,75	2025,00	12,99	16,33	Vérifiée
50x50	303	212,10	520833,33	2500,00	14,43	14,69	Vérifiée
55x55	303	212,10	762552,08	3025,00	15,88	13,36	Vérifiée
60x60	303	212,10	1080000,00	3600,00	17,32	12,25	Vérifiée
65x65	303	212,10	1487552,08	4225,00	18,76	11,30	Vérifiée
70x70	303	212,10	2000833,33	4900,00	20,21	10,50	Vérifiée
75x75	303	212,10	2636718,75	5625,00	21,65	9,80	Vérifiée
80x80	303	212,10	3413333,33	6400,00	23,09	9,18	Vérifiée
85x85	303	212,10	4350052,08	7225,00	24,54	8,64	Vérifiée
90x90	303	212,10	5467500,00	8100,00	25,98	8,16	Vérifiée
95x95	303	212,10	6787552,08	9025,00	27,42	7,73	Vérifiée

III.5. PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le pré dimensionnement des voiles est réalisé conformément aux dispositions de l'article 7.7.1 du RPA 2024. Ces éléments structuraux assurent, d'une part, le contreventement du bâtiment en reprenant les actions horizontales, notamment celles dues au séisme et au vent, et, d'autre part, la reprise des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Cette démarche de pré dimensionnement est appliquée de manière identique aux trois variantes structurales étudiées, afin de garantir une base de comparaison cohérente et homogène entre les solutions envisagées.

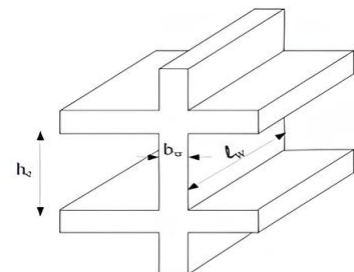


Figure III. 7 : Vue 3D d'un voile.

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Les différentes forces horizontales qui agissent sur la structure vont être transmises au noyau central à l'aide des éléments horizontaux.

Nous remarquons qu'il existe différentes formes de voiles selon les conditions aux extrémités.

La plus grande hauteur d'étage est : $h_e=3.23m$.

Tableau III. 38 : Conditions de rigidité aux extrémités.

La forme	Forme 1	Forme 2	Forme 3
La condition	$b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$	$b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$	$b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$
Epaisseur (m)	0.1615	0.1615	0.1615
Epaisseur choisie (cm)	25	25	25
Vérification de la condition $l_w \geq \max(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m)$	$l_w \geq \max(1.08; 1.2; 1m)$ $l_w \geq 1.3m$	$l_w \geq \max(1.08; 1.2; 1m)$ $l_w \geq 1.3m$	$l_w \geq \max(1.08; 1.2; 1m)$ $l_w \geq 1.3m$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

III.5.2. Prédimensionnement des voiles périphériques

Afin d'isoler la partie sous-sol de la construction du sol adjacent et pour reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique.

D'après l'article 10.1.2 du RPA 2024, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15cm$
- Pour un voile sans abouts, l'épaisseur doit satisfaire la condition : $b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$

Dans notre cas la $h_e=3.23$;

Alors : $b_w \geq \max(0.15; \frac{3.23}{20}) \rightarrow b_w \geq \max(0.15; 0.16)$

On prend une épaisseur de $b_w = 30cm$

III.6. PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Les éléments non structuraux constituent des composants du bâtiment qui ne participent pas directement au système principal de reprise des charges verticales et horizontales. Toutefois, ils jouent un rôle important dans le fonctionnement, l'accessibilité et le confort d'utilisation de l'ouvrage.

Parmi ces éléments, on distingue notamment les escaliers et l'acrotère, qui assurent respectivement la circulation verticale entre les différents niveaux du bâtiment et la protection de la toiture.

Bien que ces éléments ne fassent pas partie du système principal de contreventement, ils doivent être conçus et dimensionnés de manière à garantir leur résistance mécanique, leur stabilité et leur durabilité. Le prédimensionnement permet ainsi de déterminer des dimensions initiales compatibles avec les charges appliquées, avant de procéder aux vérifications détaillées conformément aux règles du béton armé.

III.6.1. Prédimensionnement de l'escalier

Les escaliers constituent des éléments essentiels de circulation verticale dans le bâtiment, permettant de relier les différents niveaux. Dans les structures en béton armé, ils sont généralement constitués d'une paillasse inclinée supportant les marches et reposant sur des appuis au niveau des planchers ou des paliers.

Dans le cadre de ce projet, on distingue deux types d'escaliers :

- Un escalier principal desservant les différents niveaux du bâtiment de type deux volées parallèles et un palier intermédiaire.
- Des escaliers de duplex reliant les niveaux internes des appartements de type trois quartiers tournants.

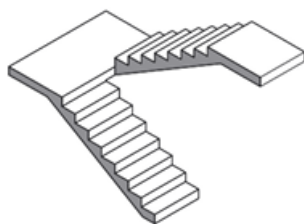


Figure III. 9 : escaliers à deux volées parallèles et un palier intermédiaire.

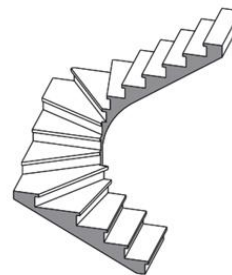


Figure III. 8 : escaliers à quartiers tournants.

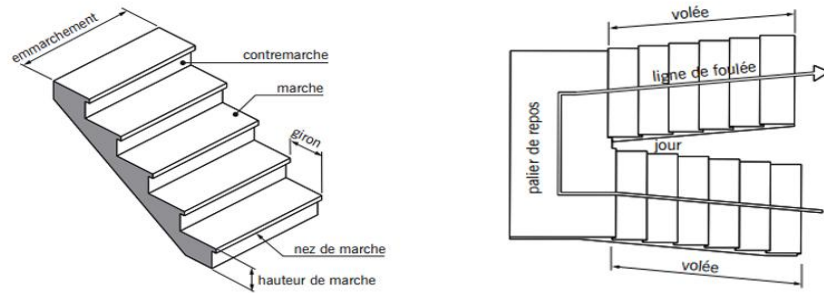


Figure III. 10 : éléments constitutifs d'un escalier.

Le prédimensionnement consiste à déterminer les principales caractéristiques géométriques telles que le nombre de marches, la hauteur de marche, le giron, ainsi que l'épaisseur de la paillasse.

Le dimensionnement des marches est basé sur la relation de Blondel

On fixe $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$ et on déduit g puis on vérifie la formule de Blondel. Il faut que n contre marches correspondent à $(n-1)$ marches.

Pour $h = 17 \text{ cm}$

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$59 \leq g + 2 \times 17 \leq 66$$

$$25 \leq g \leq 32$$

On prend $g = 30 \text{ cm}$

Tableau III. 39 : Résultats du prédimensionnement géométrique de l'escalier.

Paramètre	Cas 1	Cas 2
$h_{\text{étage}}$ (m)	3.06	3.23
$h_{\text{volée}}$ (m)	1.53	1.615
$n_{\text{contre marche}} \approx \frac{h_{\text{volée}}}{h}$	9	10
$n_{\text{marche}} = n_{\text{contre marche}} - 1$	8	9
$L_f = (n_{\text{contre marche}} - 1) \times g$ (m)	2.4	2.7
$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h_{\text{volée}}}{L} \right)$	32.5°	30.9°
$L_p = \frac{h_{\text{volée}}}{\sin \alpha}$ (m)	2.85	3.15

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$\frac{L_P}{30} \leq e \leq \frac{L_P}{25} \text{ (cm)}$	$9.5 \leq e \leq 11.4$	$10.5 \leq e \leq 12.5$
<i>on prend $e_{dalle escalier} = 15\text{cm}$</i>		

Les tableaux suivants résument la descente des charges pour l'escalier

Tableau III. 40 : Descente de charge de la Paillasse.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	22	0.02	0.44
Mortier de ciment horizontal	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Revêtement en carrelage vertical	22	0.02	0.44
Mortier de ciment vertical	20	0.02	0.4
Poids propre des marches	22	0.17/2	1.87
Poids propre de la paillasse	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Garde-corps			0.1
Charge permanente		7.96	

Tableau III. 41 Descente de charge de Palier.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de ciment	20	0.02	0.4

Lit de sable	18	0.02	0.36
Poids propre de palier	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Garde-corps			0.1
	Charge permanente	5.25	

III.6.2. Prédimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément situé en bordure supérieure d'une toiture ou d'une terrasse, servant principalement à protéger le toit et les éléments en dessous contre les infiltrations d'eau et à sécuriser le rebord. Il est généralement constitué de béton armé et repose sur la dalle de terrasse, suivant les principes de continuité structurale de l'ouvrage. Sa hauteur et son épaisseur sont définies en fonction des charges climatiques et de l'esthétique souhaitée, tout en respectant les normes de sécurité et de construction.

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit

$$G_{accrotère} = \rho_{BA} \times S$$

$$S = (0.4 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) + (0.07 + 0.1) \times \frac{0.1}{2} = 0.0585 \text{ m}^2$$

$$G_{accrotère} = 25 \times 0.0585 = 1.46 \text{ KN/ml}$$

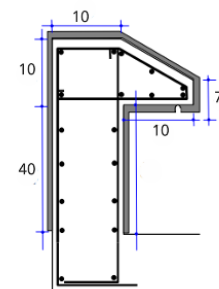
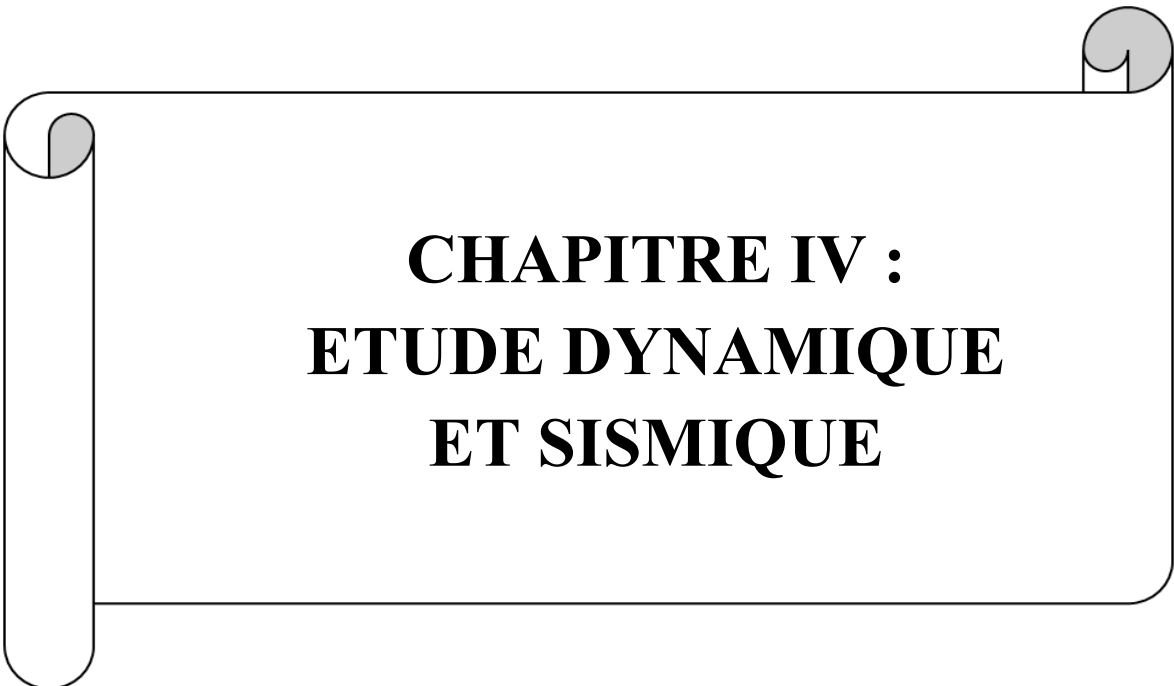


Figure III. 11 : Détail de l'acrotère

III.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre, les éléments structuraux de l'ouvrage ont été pré-dimensionnés selon la réglementation algérienne en vigueur, notamment le CBA93 et le RPA 2024. Plusieurs conceptions ont ainsi été réalisées afin de comparer leurs performances et sélectionner la plus fiable. Cette étape préliminaire a défini des sections initiales adaptées aux ordres de grandeur attendus, assurant une modélisation numérique réaliste et performante.

A decorative graphic of a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip on the right, both with rounded ends and a small grey circle at the top right corner of the horizontal strip.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

L'étude dynamique et sismique représente une étape cruciale dans l'évaluation de la performance des structures, particulièrement dans les zones de fortes sismicités. Ce chapitre analyse le comportement dynamique d'une tour implantée à Cheraga à travers ses trois conceptions distinctes, en s'appuyant sur des outils numériques avancés pour anticiper les réponses vibratoires et sismiques.

Divisé en trois parties principales, ce chapitre aborde successivement :

- **PREMIERE PARTIE : MODELISATION NUMERIQUE ET ANALYSE MODALE**

Présentation des modèles ETABS des trois conceptions, avec les résultats d'analyse modale pour déterminer les fréquences propres et modes de vibration.

- **DEUXIEME PARTIE : ANALYSE SISMIQUE ET VERIFICATIONS DU RPA24**

Évaluation des réponses sismiques via des analyses statique et dynamique équivalente, suivi des vérifications de sécurités et de dimensionnement pour sélectionner la conception optimale.

- **TROISIEME PARTIE : CHOIX DE LA CONCEPTION FINALE**

Comparaison des performances des trois variantes et sélection de la conception finale optimale en termes de sécurité, efficacité dynamique et critères techniques.

PARTIE 01 : MODELISATION NUMERIQUE ET ANALYSE MODALE

Dans le cadre de cette étude, l'élaboration de modèles numériques représente une étape fondamentale pour simuler le comportement global de la structure. De nos jours, cette démarche repose sur des logiciels de calcul par éléments finis comme ETABS, qui assurent une modélisation fiable en intégrant propriétés géométriques, matériaux et charges, etc.

Cette partie présente les modèles numériques des trois conceptions élaborées par ETABS, ainsi que les résultats de l'analyse modale. Celle-ci détermine les fréquences propres et modes de vibration fondamentaux, éléments essentiels pour évaluer la réponse dynamique face aux sollicitations sismiques.

IV.2. MODÈLE NUMÉRIQUE DE LA STRUCTURE

IV.2.1. La Première Variante

1) Vue en 3D de la structure

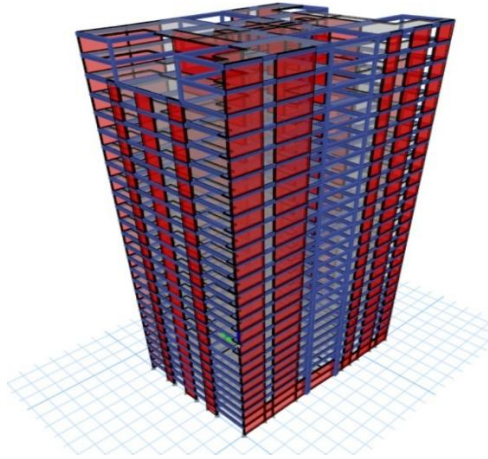


Figure IV. 1 : Vue en 3D du modèle numérique de la 1^{ère} variante.

2) Les vues en plan de la structure

- Vue en plan d'entre-sol

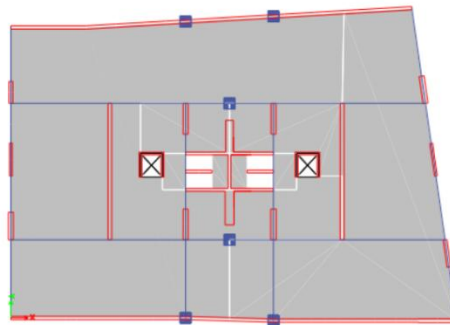


Figure IV. 2 : Vue en plan d'entre-sol V1.

- Vue en plan de RDC :

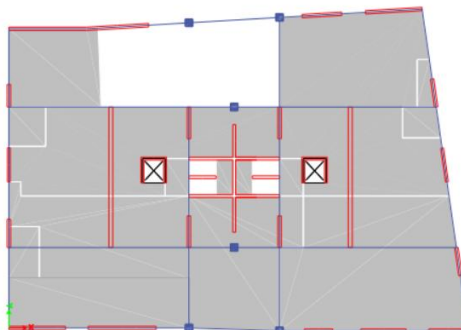


Figure IV. 3 : Vue en plan de RDC V1.

- Vue en plan d'étages courants (du 1^{er} au 14^{eme} étage)

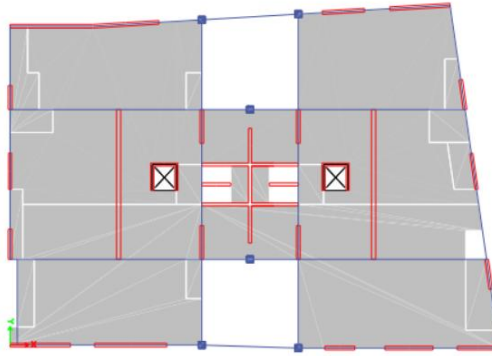


Figure IV. 4 : Vue en plan des étages courants (du 1^{er} au 14^{eme} étage) V1.

IV.2.2. La Deuxième Variante

- 1) Vue en 3D de la structure

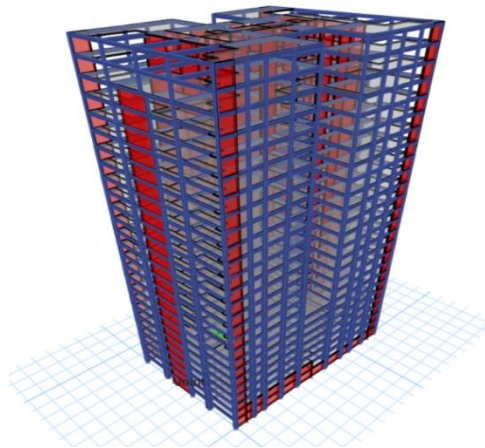


Figure IV. 5 : Vue en 3D du modèle numérique de la 2^{ème} variante.

- 2) Les vues en plan de la structure
 - Vue en plan d'entre-sol

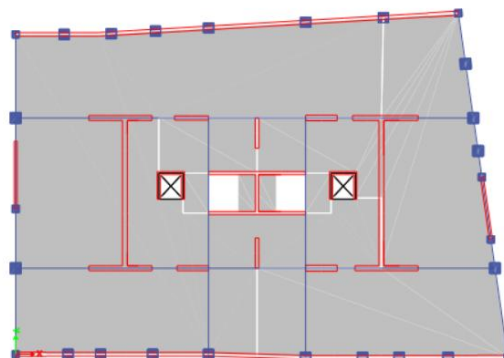


Figure IV. 6 : Vue en plan d'entre-sol V2.

- Vue en plan de RDC

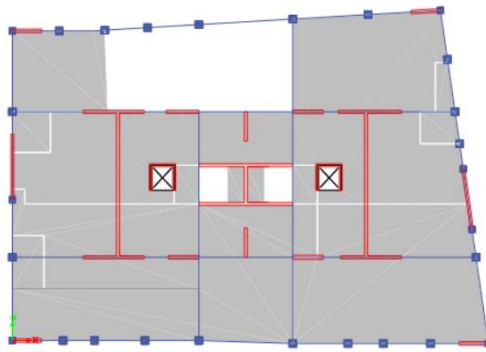


Figure IV. 7 : Vue en plan de RDC V2.

- Vue en plan des étages courants (du 1^{er} au 14^{ème} étage)

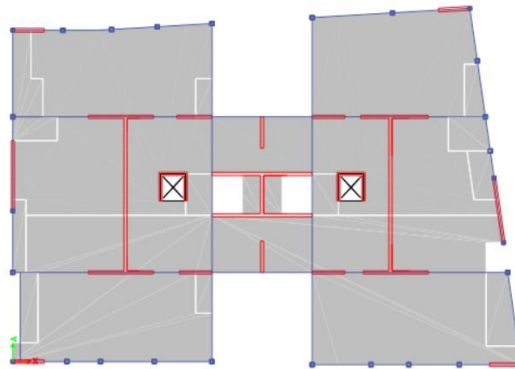


Figure IV. 8 : Vue en plan des étages courants (du 1er au 14eme étage) V2.

IV.2.3. La Troisième Variante

- 1) Vue en 3D de la structure

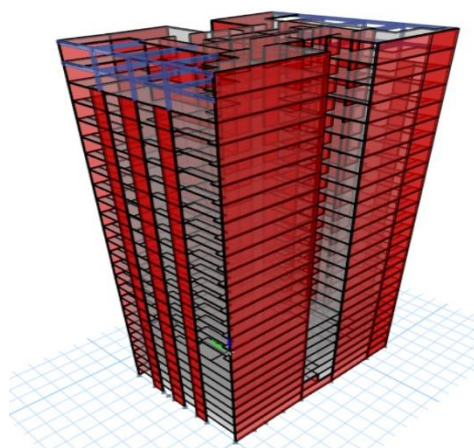


Figure IV. 9 : Vue en 3D du modèle numérique de la 3^{ème} variante.

- 2) Les vues en plan de la structure
 - Vue en plan d'entre-sol

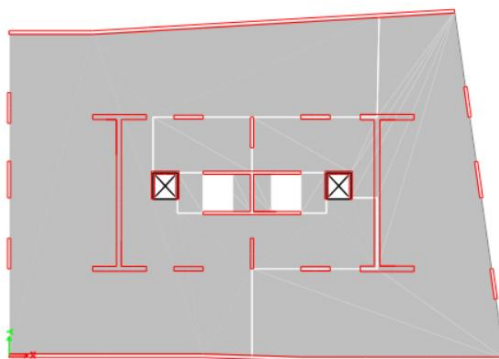


Figure IV. 10 : Vue en plan d'entre-sol V3.

- Vue en plan de RDC

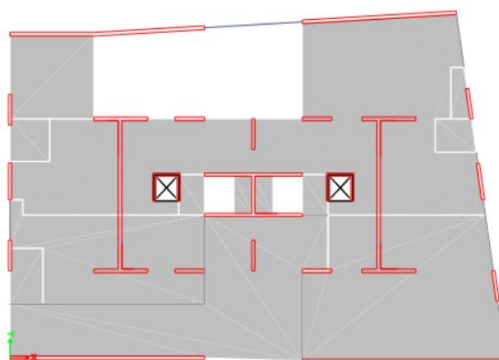


Figure IV. 11 : Vue en plan de RDC V3.

- Vue en plan des étages courants (du 1^{er} au 14^{ème} étage)

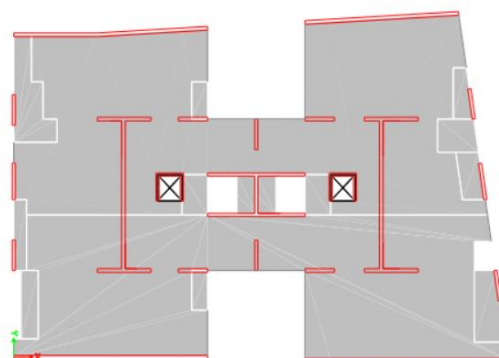


Figure IV. 12 : Vue en plan des étages courants (du 1er au 14ème étage) V3.

IV.3. ANALYSE MODALE

L'analyse modale constitue une étape cruciale en dynamique des structures, car sa bonne interprétation révèle les caractéristiques vibratoires propres à chaque conception. Les paramètres essentiels déterminés sont les périodes (fréquences) propres, les modes propres et les facteurs de participation massique. Cette analyse est fondamentale pour anticiper la réponse des structures face aux sollicitations dynamiques comme les séismes ou le vent, optimisant ainsi leur conception et leur sécurité.

Pour l'ensemble des trois variantes, le nombre de modes retenus est fixé lorsque la participation massique cumulée atteint 90% de la masse totale, garantissant une représentation complète du comportement dynamique.

IV.3.1. Résultats de l'analyse modale de la variante 01

Tableau IV. 1 : Résultats de l'analyse modale de la variante 01.

Mode	Période (s)	U_x	U_y	R_z	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	1,853	0,0003	0,6575	0,0016	0,0003	0,6575
2	1,628	0,6205	1,846E-05	0,0432	0,6208	0,6575
3	1,481	0,0412	0,0029	0,6271	0,6621	0,6604
4	0,455	0,0001	0,1716	0,0017	0,6621	0,832
5	0,441	0,1094	0,0009	0,0358	0,7716	0,8329
6	0,4	0,0445	0,0009	0,1103	0,816	0,8338
7	0,211	0,0367	0,0003	0,0159	0,8527	0,834
8	0,199	0,0007	0,0608	0,0006	0,8534	0,8949
9	0,181	0,0177	0,0007	0,0399	0,871	0,8955
10	0,129	0,021	0,0001	0,0094	0,8921	0,8956
11	0,117	0,0003	0,0322	0,0006	0,8924	0,9277
12	0,107	0,0094	0,0005	0,0216	0,9019	0,9282

Interprétation des résultats de la variante 01

- La période fondamentale de la structure est : $T=1,853s$.
- Les 90 % de participation massique sont atteints dans les deux directions au 12^{ème} mode, avec 5 modes de translation selon U_x et 4 modes de translation selon U_y .

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

- Le premier mode est un mode de translation suivant Y.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant X.
- Le troisième mode est un mode de torsion suivant Z.
- Les modes de déformations de la structure :

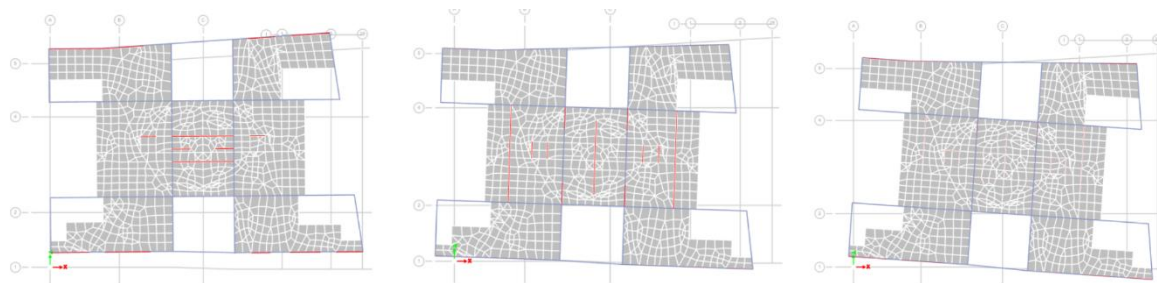


Figure IV. 13 : Représentation du 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} mode de la variante 01.

IV.3.2. Résultats de l'analyse modale de la variante 02

Tableau IV. 2 : Résultats de l'analyse modale de la variante 02.

Mode	Période (s)	U_X	U_Y	R_Z	$\sum U_X$	$\sum U_Y$
1	1,586	0,6229	0,0027	0,0245	0,6229	0,0027
2	1,546	0,0036	0,6194	0,0013	0,6265	0,6221
3	1,396	0,0247	0,0014	0,5959	0,6512	0,6235
4	0,472	0,1367	5,396E-06	0,0013	0,7879	0,6235
5	0,39	0,0015	0,0002	0,1649	0,7894	0,6237
6	0,372	1,228E-05	0,1971	0,0004	0,7894	0,8208
7	0,235	0,0553	2,272E-06	0,0002	0,8447	0,8208
8	0,186	0,0003	0,0002	0,0618	0,8449	0,821
9	0,17	8,458E-07	0,0702	4,681E-06	0,8449	0,8912
10	0,144	0,0313	0	0,0002	0,8762	0,8912
11	0,117	0,0001	0,0002	0,0339	0,8763	0,8914
12	0,106	1,701E-06	0,0367	8,492E-06	0,8763	0,9281

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

13	0,099	0,0223	8,222E-06	0,0002	0,8986	0,9281
14	0,084	0,0001	0,0001	0,0226	0,8987	0,9282
15	0,077	3,901E-05	0,0215	0	0,8988	0,9497
16	0,074	0,0183	0,0001	0,0002	0,917	0,9498

Interprétation des résultats de la variante 02

- La période fondamentale de la structure est : $T=1,586s$.
- Les 90 % de participation massique sont atteints dans les deux directions au 16^{ème} mode, avec 6 modes de translation selon U_x et 5 modes de translation selon U_y .
- Le premier mode est un mode de translation suivant X.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant Y.
- Le troisième mode est un mode de torsion suivant Z.
- Les modes de déformations de la structure :

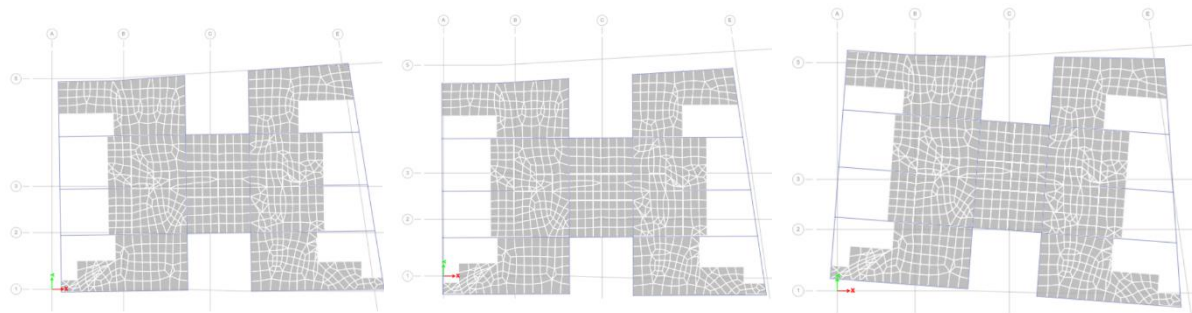


Figure IV. 14 : Représentation du 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} mode de la variante 02.

IV.3.3. Résultats de l'analyse modale de la variante 03

Tableau IV. 3 : Résultats de l'analyse modale de la variante 03.

Mode	Période (s)	U_x	U_y	R_z	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	1,692	0,0007	0,6361	0,0024	0,0007	0,6361
2	1,489	0,631	0,0011	0,0076	0,6317	0,6372
3	1,42	0,0084	0,0037	0,6269	0,6401	0,6409
4	0,382	0,0008	0,1895	0,0011	0,6409	0,8305
5	0,324	0,1512	0,0014	0,0316	0,7921	0,8319

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

6	0,295	0,0316	0,0001	0,1576	0,8236	0,832
7	0,169	0,0002	0,0674	0,0008	0,8239	0,8994
8	0,137	0,0547	0,0003	0,0146	0,8785	0,8997
9	0,124	0,0144	1,053E-06	0,0551	0,893	0,8997
10	0,104	0,0001	0,0353	0,0003	0,8931	0,935
11	0,081	0,0286	0,0001	0,0101	0,9217	0,9351

Interprétation des résultats de la variante 03

- La période fondamentale de la structure est : $T=1,692s$.
- Les 90 % de participation massique sont atteints dans les deux directions au 11^{ème} mode, avec 4 modes de translation selon U_x et 4 modes de translation selon U_y .
- Le premier mode est un mode de translation suivant Y.
- Le deuxième mode est un mode translation suivant X.
- Le troisième mode est un mode de torsion suivant Z.
- Les modes de déformations de la structure :

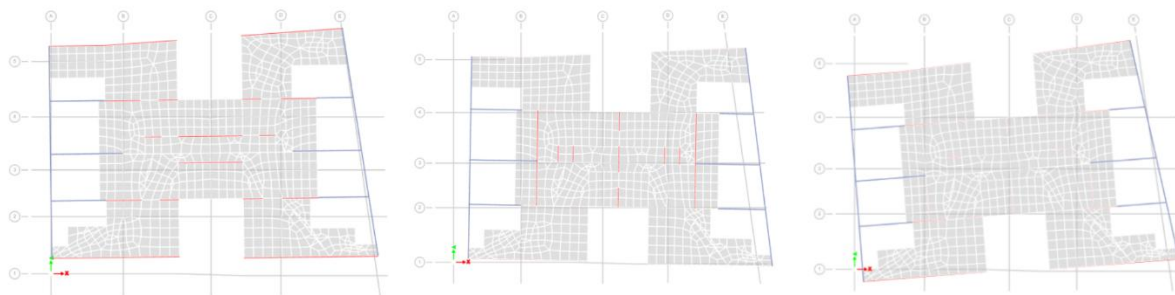


Figure IV. 15 : Représentation du 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} mode de la variante 03.

IV.3.4. Vérification de la période fondamentale de la structure des trois variantes

Selon l'article 4.2.4 de RPA 2024, la période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

- La période fondamentale définie par la méthode numérique

Tableau IV. 4 : Les périodes fondamentale définie par la méthode numérique des trois variantes.

	$T_x(s)$	$T_y(s)$
Variante 01	1,628	1,853
Variante 02	1,586	1,546
Variante 03	1,489	1,692

- La période fondamentale définie par la méthode empirique

$$T_{\text{empirique}} = C_T (h_N)^{3/4}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau, $h_N = 82,62\text{m}$.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Selon le tableau 4.6 de RPA 2024 : $C_T = 0.05$

Donc :

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (82.62)^{3/4} = 1,37\text{s}$$

Tableau IV. 5 : Vérification de la période fondamentale des trois variantes.

	$T_{\text{calcul}}(s)$	$1.3T_{\text{emp}}(s)$	$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{emp}}$	$T_0(s)$
Variante 01	1,853	1,781	Non Vérifié	1,781
Variante 02	1,586	1,781	Vérifié	1,586
Variante 03	1,692	1,781	Vérifié	1,692

PARTIE 02 : ANALYSE SISMIQUE

Cette partie évalue le comportement sismique global de la tour implantée à Cheraga, en intégrant les caractéristiques mécaniques des matériaux, la géométrie de l'ouvrage et les conditions de sol. L'objectif est de quantifier les efforts sismiques, de vérifier que les déplacements et contraintes restent admissibles, et d'assurer la sécurité des occupants et la stabilité de l'ouvrage.

IV.4. MÉTHODES DE CALCULS

L'étude sismique vise à calculer les forces sismiques et à dimensionner la structure pour y résister efficacement. Selon le RPA 2024 en vigueur en Algérie, ce calcul s'appuie sur trois méthodes principales :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- L'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.4.1. Méthode statique équivalente

Dans la méthode statique équivalente, les forces dynamiques réelles engendrées par un séisme sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à l'action sismique. Ces forces horizontales sont appliquées successivement selon deux directions orthogonales, généralement les axes principaux de la structure. Les efforts et déformations calculés restent inférieurs à ceux observés lors d'un séisme majeur ; le dépassement est compensé par le comportement ductile assuré par des dispositions constructives rigoureuses visant à garantir une bonne capacité de dissipation d'énergie.

Dans le cadre de notre projet, la méthode statique équivalente ne peut être appliquée, car les conditions requises par le RPA 2024 ne sont pas satisfaites, notamment en raison de la hauteur de la structure, qui dépasse les 65 mètres. Bien que la méthode statique équivalente ne soit pas applicable pour le dimensionnement global (hauteur > 65 m), elle est utilisée pour certaines vérifications exigées par le RPA 2024.

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale

Par la méthode modale spectrale, on cherche, pour chaque mode de vibration de la structure, les effets maximaux engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets modaux sont ensuite combinés, selon des procédés comme SRSS ou CQC, afin d'estimer la réponse globale de la structure.

Cette approche repose sur deux principes fondamentaux :

- La représentation du mouvement sismique sous forme de spectre de réponse appliqué aux appuis, qui traduit la réponse maximale d'un oscillateur à un degré de liberté en fonction de sa période propre et de son amortissement ;
- L'hypothèse d'un comportement global linéaire de la structure, permettant de décomposer sa réponse en une superposition des contributions de ses différents modes propres de vibration.

Selon le RPA 2024, article 3.3.3, l'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{s_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si: 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] & si: T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & si: T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & si: T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Où :

- $\frac{s_{ad}}{g}(T)$: Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g ;
- A : Coefficient d'accélération de zone au rocher ;
- R : Coefficient de comportement de la structure ;
- Q_F : Facteur de qualité ;
- I : Coefficient d'importance ;
- S : Coefficient de site ;
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

IV.4.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette technique s'appuie sur l'examen de la réponse temporelle de la structure, réalisée par l'intégration numérique directe des équations de mouvement, à l'aide d'accélérogrammes illustrant les mouvements sismiques du sol (qu'ils soient réels, simulés ou synthétiques).

Un personnel compétent l'applique de manière individuelle, après avoir justifié le choix des séismes de calcul, les lois de comportement adoptées, la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité sélectionnés.

Le choix des séismes pour les calculs peut être effectué en se basant sur des accélérogrammes enregistrés, des séismes simulés ou encore des accélérogrammes artificiels, tant qu'ils sont en adéquation avec le spectre de réponse spécifique à la région analysée.

IV.5. ÉTUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

IV.5.1. Coefficient De Correction λ

Selon le RPA 2024, le coefficient de correction est donné par :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

Selon le RPA 2024, tableau 3.4, $T_1=0.15s$, $T_2=0.6s$, $T_3=2s$.

Tableau IV. 6 : Coefficient de correction λ des trois variants.

	$T_0(s)$	$2T_2(s)$	$T_0 \leq 2T_2$	λ
Variante 01	1,781	1,2	Non Vérifié	1
Variante 02	1,586	1,2	Non Vérifié	1

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Variante 03	1,692	1,2	Non Vérifié	1
--------------------	-------	-----	-------------	---

IV.5.2. Coefficient d'Accélération De La Zone A

Selon le RPA 2024, article 3.1, la structure se situe dans la zone sismique VI (sismicité élevée).

Selon le RPA 2024, article 3.4, la structure est classée selon son importance sous le groupe d'importance 1B.

Donc, selon le RPA 2024, tableau 3.3, $A=0.3g$.

IV.5.3. Coefficient de Site S

Selon le RPA2024, tableau 3.4, le coefficient de site pour la catégorie S3 est : $S=1.3$.

IV.5.4. Coefficient d'Importance I

Selon le RPA 2024, tableau 3.11, le coefficient d'importance pour une structure classée sous le groupe d'importance 1B est $I=1.20$.

IV.5.5. Système de Contreventement

Le choix du système de contreventement est une étape déterminante dans la conception parasismique, car il conditionne la capacité de dissipation d'énergie de la structure à travers le coefficient de comportement R. Conformément aux dispositions du RPA 2024 (Art 4.3), ce choix ne doit pas être arbitraire mais justifié par la répartition des efforts tranchants à la base entre les éléments verticaux (poteaux et voiles).

IV.5.5.1. Analyse de La Participation Des Eléments

Pour chaque variante, nous avons analysé la répartition des efforts tranchants à la base dans les voiles dans les deux directions. Les résultats obtenus sous l'action sismique sont synthétisés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7 : Participation des Voile dans la reprise de l'effort tranchant à la base.

Variante		V_{totale}	V_{Voile}	% Voiles	Système Déduit (RPA 2024)	R proposé (selon le tableau 3.18)
V1	X	23904,10	22154,32	92,68%	%Voile $\geq 65\%$ →Système 5 de contreventement constitue par des voiles	R=4 ,5
	Y	24128,54	23742,49	98,4%		
V2	X	25432,53	21442,73	84,31%	%Voile $\geq 65\%$ →Système 5 de	R=4 ,5

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

	Y	27251,13	26028,70	95,51%	contreventement constitue par des voiles	
V3	X	25588,68	25588,68	100,00%	%Voile $\geq 65\%$ → Système 5 de contreventement constitue par des voiles	R=4 ,5
	Y	24649,91	24649,91	100,00%		

IV.5.5.2. Vérification de l'effet noyau

Pour déterminer la présence ou l'absence d'un comportement à effet noyau de la structure, il est nécessaire de vérifier la condition de l'article 3.5 du RPA 2024, relative aux systèmes de contreventement de type noyau ou influencés par un effet noyau.

La condition à vérifier est la suivante :

$$\begin{cases} r_x \leq l_s \\ \text{et} \\ r_y \leq l_s \end{cases}$$

Où :

r_x et r_y : représentent respectivement les rayons de torsion suivant les directions x et y .

l_s : est le rayon de giration massique en plan, défini comme la racine carrée du rapport entre le moment d'inertie polaire du plancher (par rapport à son centre de gravité) et la masse totale de ce plancher.

Les expressions de ces paramètres sont données par :

$$\begin{cases} r_x = \sqrt{\frac{\sum [x_i^2 I_{xi} + y_i^2 I_{yi}]}{\sum I_{xi}}} \\ r_y = \sqrt{\frac{\sum [x_i^2 I_{xi} + y_i^2 I_{yi}]}{\sum I_{yi}}} \\ l_s = \sqrt{\frac{\sum m_j (x_j^2 + y_j^2)}{\sum m_j}} \end{cases}$$

Les calculs de ces paramètres ont été effectués conformément à la méthode décrite dans les articles 2.3.1.2 et 2.3.1.3 de l'Eurocode 8 : Seismic Design of Buildings – Worked Example

- Variante 01

Tableau IV. 8 : Vérification de système 6 variante 01.

Story	rx	ry	ls	rx ≤ ls	ry ≤ ls
Terrase	17,702	15,276	12,881	Non Vérifié	Non Vérifié
Attique 02	17,645	15,278	14,286	Non Vérifié	Non Vérifié
Attique 01	17,598	15,273	14,381	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 15	17,546	15,265	14,329	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 14	17,481	15,252	14,291	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 13	17,417	15,236	14,291	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 12	17,353	15,218	14,291	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 11	17,290	15,199	14,291	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 10	17,229	15,178	14,291	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 09	17,170	15,156	14,290	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 08	17,113	15,133	14,289	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 07	17,060	15,109	14,289	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 06	17,012	15,084	14,288	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 05	16,969	15,058	14,284	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 04	16,933	15,030	14,281	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 03	16,907	15,001	14,280	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 02	16,894	14,971	14,279	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 01	16,900	14,939	14,272	Non Vérifié	Non Vérifié
RDC	16,943	14,929	14,310	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 01	16,994	14,886	14,492	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 02	17,141	14,856	14,296	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 03	17,388	14,809	14,284	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 04	17,855	14,748	14,261	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 05	18,809	14,668	14,331	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 06	20,577	14,481	14,102	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 07	20,615	15,409	14,149	Non Vérifié	Non Vérifié

On remarque que la condition n'est pas vérifiée à tous les niveaux. Par conséquent, la structure ne présente pas un comportement à effet noyau et le système de contreventement ne peut pas être classé comme système 6 (ossature à noyau avec effet noyau).

En conséquence, le coefficient de comportement adopté est :

$$R = 4,5$$

• Variante 02

Tableau IV. 9 : Vérification de système 6 variante 02.

Story	rx	ry	ls	$rx \leq l_s$	$ry \leq l_s$
Terrasse	15,594	15,331	12,678	Non Vérifié	Non Vérifié
Attique 02	15,545	15,407	13,884	Non Vérifié	Non Vérifié
Attique 01	15,494	15,486	14,043	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 15	15,444	15,571	14,087	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 14	15,396	15,657	14,034	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 13	15,347	15,742	14,046	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 12	15,301	15,829	14,066	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 11	15,255	15,916	14,088	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 10	15,211	16,002	14,111	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 09	15,169	16,088	14,136	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 08	15,131	16,172	14,151	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 07	15,094	16,256	14,178	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 06	15,063	16,338	14,205	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 05	15,037	16,417	14,223	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 04	15,020	16,494	14,241	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 03	15,012	16,566	14,271	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 02	15,021	16,633	14,281	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 01	15,052	16,696	14,294	Non Vérifié	Non Vérifié
RDC	15,105	16,778	14,277	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 01	15,185	16,803	14,365	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 02	15,350	16,826	14,377	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 03	15,655	16,763	14,386	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 04	16,231	16,595	14,406	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 05	17,444	16,289	14,357	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 06	20,457	15,775	14,306	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 07	22,775	15,169	14,317	Non Vérifié	Non Vérifié

On remarque que la condition n'est pas vérifiée à tous les niveaux.

En conséquence, le coefficient de comportement adopté est :

$$R = 4,5$$

• Variante 03

Tableau IV. 10 : Vérification de système 6 variante 03.

Story	rx	ry	ls	$rx \leq l_s$	$ry \leq l_s$
Terrasse	16,711	14,721	12,589	Non Vérifié	Non Vérifié
Attique 02	16,725	14,732	13,710	Non Vérifié	Non Vérifié

Attique 01	16,746	14,744	13,918	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 15	16,766	14,757	13,730	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 14	16,780	14,769	13,761	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 13	16,796	14,783	13,761	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 12	16,812	14,797	13,761	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 11	16,829	14,811	13,761	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 10	16,846	14,825	13,761	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 09	16,864	14,840	13,761	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 08	16,882	14,856	13,761	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 07	16,901	14,871	13,761	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 06	16,922	14,887	13,761	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 05	16,944	14,902	13,761	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 04	16,968	14,918	13,761	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 03	16,995	14,934	13,761	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 02	17,026	14,950	13,761	Non Vérifié	Non Vérifié
ET 01	17,062	14,966	13,761	Non Vérifié	Non Vérifié
RDC	17,114	14,982	13,764	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 01	17,176	15,005	13,628	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 02	17,271	15,017	13,697	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 03	17,412	15,021	13,692	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 04	17,642	15,013	13,686	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 05	18,101	14,974	13,687	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 06	18,760	14,895	13,634	Non Vérifié	Non Vérifié
ES 07	19,539	14,639	13,654	Non Vérifié	Non Vérifié

On remarque que la condition n'est pas vérifiée à tous les niveaux.

En conséquence, le coefficient de comportement adopté est :

$$R = 4,5$$

IV.5.6. Coefficient d'Accompagnement ψ Pour La Charge D'exploitation Q

Selon l'article 4.2.3 du RPA 2024, tableau 4.2, la valeur de Coefficient d'accompagnement pour la charge d'exploitation Q est $\psi = 0,3$.

IV.5.7. Facteur De Qualité Q_F

Pour toutes les variantes étudiées, et conformément au tableau 3.18 du RPA 2024, la structure appartient à la **catégorie b**.

Selon l'article 3.8 du RPA 2024, le facteur de qualité Q_F tient compte :

- Régularité en plan.
- Régularité en élévation.
- Redondance en plan

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

La valeur de Q_F est déterminée par la relation suivante :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

P_q : est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau (3.19).

i est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

- Régularité en Plan :

a1: selon l'article 3.7.1 du RPA 2024 le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Cette exigence n'est pas respectée, comme le montre clairement le plan structural.

$$P_{q1} = 0,05$$

- Régularité en élévation :

- b1 : selon l'article 3.7.1 du RPA 2024 le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

Cette condition est satisfaite pour les trois variantes étudiées.

- b2. Selon l'article 3.7.1 du RPA 2024 aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

NB : Les niveaux indiqués en gris ne sont pas pris en compte dans l'analyse de cette condition pour les raisons suivantes :

L'étage attique constitue un cas particulier situé au dernier niveau. En raison de sa configuration (niveau supérieur isolé), il n'a pas d'influence significative sur le comportement global de la structure. Il peut donc être négligé dans cette vérification.

Les premiers niveaux présentent une rigidité élevée, due notamment à la présence de voiles périphériques. Cette rigidité importante le rend non représentatif du comportement global de la structure, ce qui justifie son exclusion de l'analyse.

- Variante 1

Tableau IV. 11 : Vérification du critère b2 variante 01.

Story	Masse (Kg)		Rigidité (KN/m)			
			X		Y	
Terrasse	860847,26	12,99%	587094,53	-75,06%	475673,75	-73,64%
Attique 02	749048,01	-44,94%	1027742,31	-44,91%	825942,09	-44,79%

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Attique 01	1085648,92	-1,22%	1489303,09	-23,33%	1195862,00	-22,86%
ET 15	1098861,53	-0,74%	1836811,69	-14,31%	1469267,56	-14,00%
ET 14	1106947,64	0,00%	2099594,76	-9,45%	1674982,81	-9,12%
ET 13	1106947,64	0,00%	2298103,13	-6,74%	1827699,39	-6,26%
ET 12	1106947,64	0,00%	2452936,79	-5,16%	1942163,54	-4,65%
ET 11	1106947,64	0,00%	2579392,74	-4,30%	2032509,06	-3,85%
ET 10	1106947,64	-0,06%	2690341,34	-4,04%	2110686,65	-3,63%
ET 09	1107574,58	-0,07%	2799069,38	-4,03%	2187343,12	-3,87%
ET 08	1108377,41	0,00%	2911775,42	-4,31%	2271947,60	-4,49%
ET 07	1108377,41	-0,07%	3037154,30	-4,90%	2373921,75	-5,38%
ET 06	1109127,86	-0,16%	3185835,92	-5,52%	2501720,70	-6,41%
ET 05	1110928,17	-0,18%	3361760,86	-6,16%	2662076,28	-7,45%
ET 04	1112975,50	-0,02%	3568831,02	-6,74%	2860321,13	-8,41%
ET 03	1113151,40	-0,08%	3809428,05	-7,88%	3100986,34	-9,58%
ET 02	1114096,49	-0,33%	4109734,16	-9,12%	3398152,94	-11,93%
ET 01	1117811,25	1,42%	4484444,93	-20,34%	3803658,86	-17,36%
RDC	1101992,43	7,59%	5396499,26	-5,21%	4464163,14	-10,45%
ES 01	1018384,80	-10,53%	5677409,62	-11,25%	4930638,01	-12,85%
ES 02	1125598,73	-0,58%	6315984,30	-15,44%	5564274,24	-15,18%
ES 03	1132170,55	-0,68%	7290859,77	-23,64%	6409100,74	-18,97%
ES 04	1139853,98	-6,65%	9014356,05	-34,33%	7625103,05	-27,03%
ES 05	1215708,93	15,57%	12108562,82	-231,06%	9686547,09	-55,44%
ES 06	1026410,45	-23,75%	40087186,96	-52,12%	15056989,38	-103,96%
ES 07	1270213,67		60979173,57		30709938,07	

- Variante 2

Tableau IV. 12 : Vérification du critère b2 variante 02.

Story	Masse (Kg)		Rigidité (KN/m)			
			X		Y	
Terrasse	827901,97	16,20%	734353,43	-66,67%	563224,58	-74,81%
Attique 02	693801,05	-48,58%	1223924,44	-38,34%	984574,90	-44,11%
Attique 01	1030832,48	-0,07%	1693146,60	-19,93%	1418889,08	-23,61%
ET 15	1031533,00	-1,29%	2030572,85	-12,09%	1753952,52	-14,99%
ET 14	1044838,90	-0,26%	2276168,50	-7,65%	2016892,01	-10,05%
ET 13	1047515,02	-0,33%	2450273,05	-5,58%	2219616,77	-7,62%
ET 12	1050958,25	-0,38%	2587013,96	-4,01%	2388836,91	-6,02%
ET 11	1054982,72	-0,38%	2690665,78	-3,62%	2532702,22	-5,39%
ET 10	1058981,76	-0,43%	2788041,54	-3,13%	2669341,50	-5,11%
ET 09	1063562,04	-0,32%	2875262,28	-3,42%	2805706,21	-5,53%

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

ET 08	1067014,42	-0,47%	2973726,59	-3,44%	2960802,04	-6,04%
ET 07	1072028,14	-0,47%	3076011,35	-4,15%	3139546,29	-6,99%
ET 06	1077117,06	-0,40%	3203678,94	-4,42%	3358910,27	-7,91%
ET 05	1081440,02	-0,40%	3345176,13	-5,47%	3624555,87	-9,10%
ET 04	1085715,82	-0,55%	3528290,57	-6,06%	3954503,98	-10,10%
ET 03	1091697,06	-0,17%	3742036,01	-7,18%	4353762,08	-11,38%
ET 02	1093601,22	-0,54%	4010752,36	-9,92%	4849026,74	-14,30%
ET 01	1099537,58	0,88%	4408605,58	-22,78%	5542408,28	-21,45%
RDC	1089915,55	7,87%	5412886,12	-3,63%	6731147,41	-12,97%
ES 01	1004119,66	-6,12%	5609502,22	-11,66%	7604393,49	-15,40%
ES 02	1065541,58	-1,07%	6263797,94	-15,96%	8775833,19	-18,39%
ES 03	1076989,06	-1,19%	7263489,09	-24,58%	10389445,22	-20,90%
ES 04	1089770,15	-22,30%	9048756,66	-42,46%	12560946,32	-26,60%
ES 05	1332825,46	15,86%	12890564,07	-219,37%	15901817,55	-37,49%
ES 06	1121388,28	-20,19%	41169220,00	-66,26%	21862826,61	-46,62%
ES 07	1347757,75		68447085,34		32054429,41	

• Variante 3

Tableau IV. 13 : Vérification du critère b2 variante 03.

Story	Masse (Kg)		Rigidité (KN/m)			
			X		Y	
Terrasse	742802,77	25,20%	588414,13	-66,67%	477229,86	-77,45%
Attique 02	555635,25	-65,42%	1038984,64	-38,34%	846859,26	-45,80%
Attique 01	919135,1	3,92%	1522421,87	-19,93%	1234691,25	-23,02%
ET 15	883084,02	-0,32%	1890061,28	-12,09%	1518865,23	-14,33%
ET 14	885893,65	0,00%	2183546,10	-7,65%	1736574,44	-9,64%
ET 13	885893,65	0,00%	2424868,89	-5,58%	1903978,60	-6,97%
ET 12	885893,65	0,00%	2628725,11	-4,01%	2036657,74	-5,45%
ET 11	885893,65	0,00%	2807129,71	-3,62%	2147750,51	-4,69%
ET 10	885893,65	0,00%	2973360,27	-3,13%	2248488,67	-4,54%
ET 09	885893,65	0,00%	3142713,44	-3,42%	2350647,43	-4,90%
ET 08	885893,65	0,00%	3324740,22	-3,44%	2465907,28	-5,60%
ET 07	885893,65	0,00%	3528005,66	-4,15%	2604021,98	-6,54%
ET 06	885893,65	0,00%	3762430,08	-4,42%	2774362,20	-7,65%
ET 05	885893,65	0,00%	4039193,77	-5,47%	2986704,94	-8,80%
ET 04	885893,65	0,00%	4369288,31	-6,06%	3249608,38	-9,93%
ET 03	885893,65	0,00%	4764555,14	-7,18%	3572342,22	-11,13%
ET 02	885893,65	0,00%	5247487,59	-9,92%	3970028,99	-15,93%
ET 01	885893,65	1,70%	5855650,38	-22,78%	4602588,23	-17,17%
RDC	870870,33	7,99%	7046659,08	-3,63%	5392712,41	-12,94%
ES 01	801278,84	-2,52%	7776593,93	-11,66%	6090331,80	-16,07%

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

ES 02	821444,84	-0,18%	8842165,61	-15,96%	7069036,59	-17,76%
ES 03	822947,95	-0,33%	10324345,90	-24,58%	8324240,37	-22,75%
ES 04	825695,12	-26,04%	12686841,17	-42,46%	10218098,08	-26,17%
ES 05	1040737,23	15,13%	13800811,75	-219,37%	12892418,22	-38,51%
ES 06	883312,23	-21,09%	35039290,55	-66,26%	17857387,45	-44,96%
ES 07	1069605,1		44822715,67		25885786,99	

La condition b2 est vérifiée pour les trois variantes, aussi bien du point de vue de la masse que de la rigidité.

- b3. Le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.

- **Variante 1**

Tableau IV. 14 : Vérification du critère b3 variante 01.

Story	Rapport Masse/Rigidité					
	X			Y		
Terrasse	1,47	50,29%	Non vérifier	1,81	49,89%	Non Vérifié
Attique 02	0,73	-0,02%	Vérifier	0,91	-0,10%	Vérifié
Attique 01	0,73	17,93%	Vérifier	0,91	17,62%	Vérifié
ET 15	0,60	11,87%	Vérifier	0,75	11,64%	Vérifié
ET 14	0,53	8,64%	Vérifier	0,66	8,36%	Vérifié
ET 13	0,48	6,31%	Vérifier	0,61	5,89%	Vérifié
ET 12	0,45	4,90%	Vérifier	0,57	4,45%	Vérifié
ET 11	0,43	4,12%	Vérifier	0,54	3,70%	Vérifié
ET 10	0,41	3,83%	Vérifier	0,52	3,45%	Vérifié
ET 09	0,40	3,80%	Vérifier	0,51	3,65%	Vérifié
ET 08	0,38	4,13%	Vérifier	0,49	4,30%	Vérifié
ET 07	0,36	4,60%	Vérifier	0,47	5,04%	Vérifié
ET 06	0,35	5,08%	Vérifier	0,44	5,87%	Vérifié
ET 05	0,33	5,63%	Vérifier	0,42	6,76%	Vérifié
ET 04	0,31	6,30%	Vérifier	0,39	7,75%	Vérifié
ET 03	0,29	7,23%	Vérifier	0,36	8,67%	Vérifié
ET 02	0,27	8,05%	Vérifier	0,33	10,36%	Vérifié
ET 01	0,25	18,08%	Vérifier	0,29	16,00%	Vérifié
RDC	0,20	12,16%	Vérifier	0,25	16,33%	Vérifié
ES 01	0,18	0,65%	Vérifier	0,21	2,06%	Vérifié
ES 02	0,18	12,87%	Vérifier	0,20	12,67%	Vérifié
ES 03	0,16	18,57%	Vérifier	0,18	15,38%	Vérifié
ES 04	0,13	20,60%	Vérifier	0,15	16,04%	Vérifié

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

ES 05	0,10	74,50%	Non vérifier	0,13	45,68%	Non Vérifié
ES 06	0,03	18,65%	Vérifier	0,07	39,32%	Non Vérifié
ES 07	0,02			0,04		

- Variante 2

Tableau IV. 15 : Vérification du critère b3 variante 02.

Story	Rapport Masse/Rigidité					
	X			Y		
Terrasse	1,13	49,72%	Non vérifier	1,47	52,06%	Non Vérifié
Attique 02	0,57	-7,40%	Vérifier	0,70	-3,10%	Vérifié
Attique 01	0,61	16,56%	Vérifier	0,73	19,05%	Vérifié
ET 15	0,51	9,64%	Vérifier	0,59	11,92%	Vérifié
ET 14	0,46	6,87%	Vérifier	0,52	8,90%	Vérifié
ET 13	0,43	4,97%	Vérifier	0,47	6,78%	Vérifié
ET 12	0,41	3,48%	Vérifier	0,44	5,32%	Vérifié
ET 11	0,39	3,13%	Vérifier	0,42	4,76%	Vérifié
ET 10	0,38	2,61%	Vérifier	0,40	4,45%	Vérifié
ET 09	0,37	3,00%	Vérifier	0,38	4,93%	Vérifié
ET 08	0,36	2,87%	Vérifier	0,36	5,25%	Vérifié
ET 07	0,35	3,53%	Vérifier	0,34	6,09%	Vérifié
ET 06	0,34	3,85%	Vérifier	0,32	6,96%	Vérifié
ET 05	0,32	4,82%	Vérifier	0,30	7,98%	Vérifié
ET 04	0,31	5,19%	Vérifier	0,27	8,67%	Vérifié
ET 03	0,29	6,54%	Vérifier	0,25	10,06%	Vérifié
ET 02	0,27	8,53%	Vérifier	0,23	12,04%	Vérifié
ET 01	0,25	19,27%	Vérifier	0,20	18,38%	Vérifié
RDC	0,20	11,10%	Vérifier	0,16	18,45%	Vérifié
ES 01	0,18	4,97%	Vérifier	0,13	8,05%	Vérifié
ES 02	0,17	12,84%	Vérifier	0,12	14,62%	Vérifié
ES 03	0,15	18,78%	Vérifier	0,10	16,31%	Vérifié
ES 04	0,12	14,15%	Vérifier	0,09	3,39%	Vérifié
ES 05	0,10	73,66%	Non vérifier	0,08	38,80%	Non Vérifié
ES 06	0,03	27,71%	Non vérifier	0,05	18,03%	Vérifié
ES 07	0,02			0,04		

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

• Variante 3

Tableau IV. 16 : Vérification du critère b3 variante 03.

Story	Rapport Masse/Rigidité					
	X			Y		
Terrasse	1,26	57,64%	Non vérifier	1,56	57,85%	Non Vérifié
Attique 02	0,53	-12,89%	Vérifier	0,66	-13,46%	Vérifié
Attique 01	0,60	22,61%	Vérifier	0,74	21,90%	Vérifié
ET 15	0,47	13,17%	Vérifier	0,58	12,26%	Vérifié
ET 14	0,41	9,95%	Vérifier	0,51	8,79%	Vérifié
ET 13	0,37	7,75%	Vérifier	0,47	6,51%	Vérifié
ET 12	0,34	6,36%	Vérifier	0,44	5,17%	Vérifié
ET 11	0,32	5,59%	Vérifier	0,41	4,48%	Vérifié
ET 10	0,30	5,39%	Vérifier	0,39	4,35%	Vérifié
ET 09	0,28	5,47%	Vérifier	0,38	4,67%	Vérifié
ET 08	0,27	5,76%	Vérifier	0,36	5,30%	Vérifié
ET 07	0,25	6,23%	Vérifier	0,34	6,14%	Vérifié
ET 06	0,24	6,85%	Vérifier	0,32	7,11%	Vérifié
ET 05	0,22	7,55%	Vérifier	0,30	8,09%	Vérifié
ET 04	0,20	8,30%	Vérifier	0,27	9,03%	Vérifié
ET 03	0,19	9,20%	Vérifier	0,25	10,02%	Vérifié
ET 02	0,17	10,39%	Vérifier	0,22	13,74%	Vérifié
ET 01	0,15	18,31%	Vérifier	0,19	16,10%	Vérifié
RDC	0,12	16,63%	Vérifier	0,16	18,53%	Vérifié
ES 01	0,10	9,84%	Vérifier	0,13	11,68%	Vérifié
ES 02	0,09	14,20%	Vérifier	0,12	14,92%	Vérifié
ES 03	0,08	18,35%	Vérifier	0,10	18,26%	Vérifié
ES 04	0,07	-15,87%	Vérifier	0,08	0,10%	Vérifié
ES 05	0,08	66,57%	Non vérifier	0,08	38,72%	Non Vérifié
ES 06	0,03	5,34%	Vérifier	0,05	16,47%	Vérifié
ES 07	0,02			0,04		

La condition **b3** est vérifiée pour les 3 variantes dans les deux directions pour les niveaux considérés.

- **b4.** Cette condition est vérifiée, car il n'existe pas de décrochement en élévation dans la structure.

Ainsi, les conditions **b1**, **b2**, **b3** et **b4** sont toutes vérifiées. Par conséquent, la structure est régulière en élévation.

On en déduit que :

$$P_{q2} = 0$$

- Redondance en plan

Selon l'article 3.8 du RPA 2024 Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements (4) et (5).

Cette condition est satisfaite pour les trois variantes étudiées.

$$P_{q3} = 0$$

Tableau IV. 17 : Facteur de qualité Q_F .

Critères	Vérification		Pénalité P_q	
Direction	X	Y	X	Y
1. Régularité en plan	Non Observé	Non Observé	0,05	0,05
2. Régularité en élévation	Observé	Observé	0	0
3. Redondance en plan	Observé	Observé	0	0
		$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$	1.05	1.05

IV.5.8. Spectre De Calcul Normalise Par Rapport A La Valeur De l'Accélération De La Pesanteur

Selon l'article 3.3.3 du RPA 2024

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} AIS \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ AIS \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ AIS \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T_1} \right] & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ AIS \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

- Variante 1

$$T_2 \leq T_0 = 1.781s \leq T_3$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(1.781) \cong 0.092..$$

- **Variante 2**

$$T_2 \leq T_0 = 1.586s \leq T_3$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(1.586) \cong 0.103..$$

- **Variante 3**

$$T_2 \leq T_0 = 1.692s \leq T_3$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(1.692) \cong 0.097..$$

IV.5.9. Poids de la structure

Le poids total de la structure est déterminé par le logiciel ETABS par la combinaison suivante :

$$W = G + \psi Q$$

Tableau IV. 18 : Poids W des 3 variantes.

Variante	Poids (KN)
Variante 01	309306,53
Variante 02	307809,09
Variante 03	292919,74

IV.5.10. Force Sismique Par La Méthode Statique Equivalente

La force sismique est calculer suivant la formule suivante selon Eqn (4.1) de l'article 4.2.3 du RPA 2024 :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0)W$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 ;

T_0 : Periode fondamentale de vibration du bâtiment.

Tableau IV. 19 : Valeur de la force sismique par la méthode statique équivalente.

Variante	V _{Stat} (KN)
Variante 01	28447,17

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Variante 02	31790,12
Variante 03	28357,12

IV.5.11. METHODE MODALE SPECTRALE

IV.5.11.1. Paramètres de Spectre

Tableau IV. 20 : Paramètres de Spectre des 3 variantes.

Zone sismique	VI (Spectre de Type 1)
Type de Site	S3
Groupe d'Importance	1B
R	4.5
Q_F	1.05

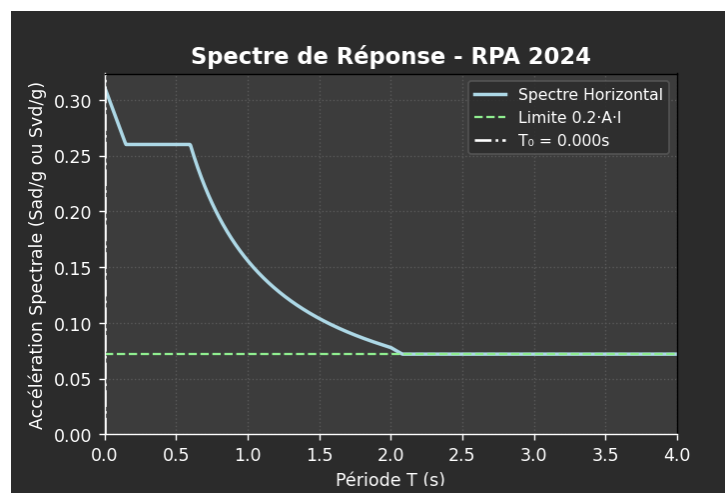


Figure IV. 16 : Spectre de réponse sismique de calcul.

IV.5.11.2. Vérification de résultante des forces sismiques de calcul a la base

Selon l'article 4.3.5 la résultante des forces sismiques a la base, V obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques V donnée par Eqn.(4.1) pour une valeur de la période fondamentale T_0

Si ($V_t \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans le rapport ($0.8V/V_t$).

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau IV. 21 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

Variante	V (KN)	0,8V (KN)	V _{tx} (KN)	V _{ty} (KN)	V _{tx} ≥ 0.8V	V _{ty} ≥ 0.8V
Variante 01	28447,17	22757,74	23904,10	24128,54	Vérifié	Vérifié
Variante 02	31790.119	25432,10	24249,17	27251,13	Non Vérifié (Amplifier x1,0488)	Vérifié
Variante 03	28357,12	22685,70	25588,68	24649,91	Vérifié	Vérifié

Et après correction

Tableau IV. 22 : Vérification de la résultante des forces sismiques corrigée.

Variante	V (KN)	0,8V (KN)	V _{tx} (KN)	V _{ty} (KN)	V _{tx} ≥ 0.8V	V _{ty} ≥ 0.8V
Variante 01	28447,17	22757,74	23904,10	24128,54	Vérifié	Vérifié
Variante 02	31790.119	25432,10	25432,53	27251,13	Vérifié	Vérifié
Variante 03	28357,12	22685,70	25588,68	24649,91	Vérifié	Vérifié

IV.5.12. JUSTIFICATION DE LA SÉCURITÉ

IV.5.12.1. Vérification des Déplacements Horizontaux

Selon l'article 4.5.2 du RPA 2024, Le déplacement horizontal, à chaque niveau « k », de la structure est calculé selon la formule suivante :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : Coefficient de comportement ;

Q_F : Coefficient de qualité.

Les résultats sont présentés sous forme de graphique, facilitant ainsi la visualisation et la comparaison des déplacements horizontaux des trois variantes.

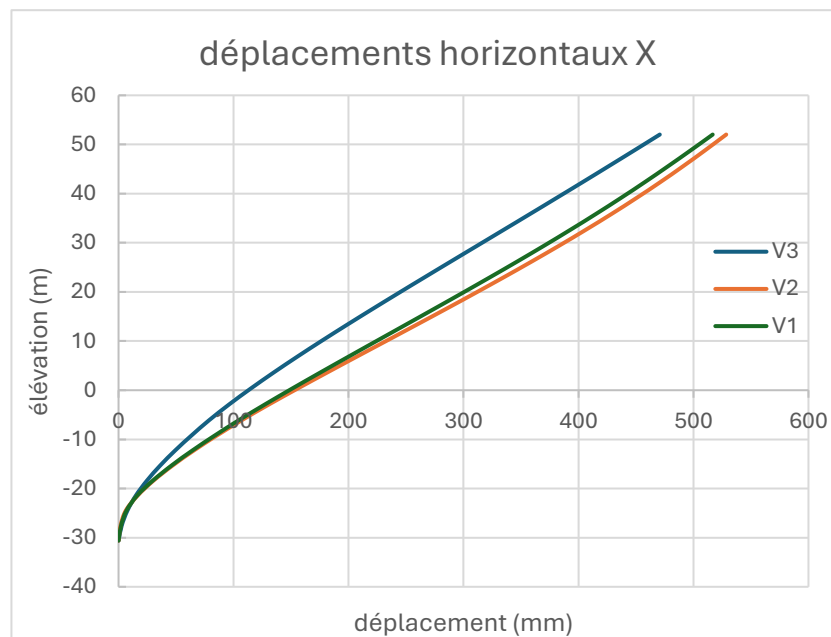


Figure IV. 17 : Les Déplacements Horizontaux suivant X.

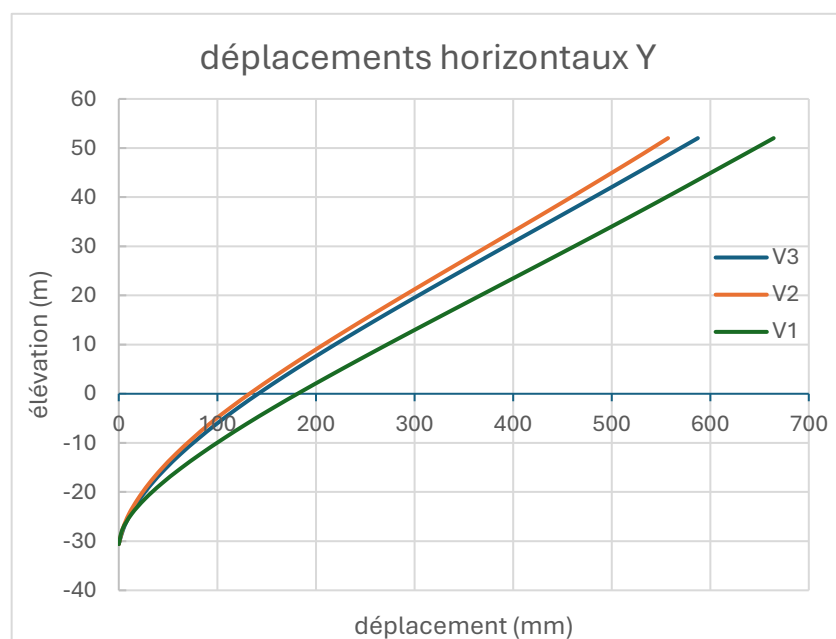


Figure IV. 18 : Les Déplacements Horizontaux suivant Y.

IV.5.12.2. Vérification des Déplacements Inter Etage

➤ Non-Effondrement

Selon l'article 5.10.1 du RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon l'article 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites :

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$$

Dans notre cas le type de la structure est un bâtiment en béton armé, alors d'après le tableau 5.2 du RPA 2024

$$\overline{\Delta_k} = 0,015h_k$$

Donc

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$$

$$\frac{\Delta_k}{h_k} \leq 1,5\%$$

➤ Limitation des Dommages

Selon l'article 5.10.2 du RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser la limite suivante :

(Le coefficient réducteur v_A est pris égal à 0.5)

Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure :

$$\begin{aligned} v_A \Delta_k &\leq 0,005h_k \\ \frac{\Delta_k}{h_k} &\leq \frac{0,005}{v_A} \\ \frac{\Delta_k}{h_k} &\leq 1\% \end{aligned}$$

Pour Les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$\begin{aligned} v_A \Delta_k &\leq 0,0075h_k \\ \frac{\Delta_k}{h_k} &\leq \frac{0,0075}{v_A} \\ \frac{\Delta_k}{h_k} &\leq 1,5\% \end{aligned}$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 ;

h_k : hauteur du niveau k ;

v_A : coefficient reducteur.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Les résultats sont présentés sous forme de graphique, facilitant ainsi la visualisation et la comparaison des déplacements inter étages (non-effondrement et non dommages) des trois variantes.

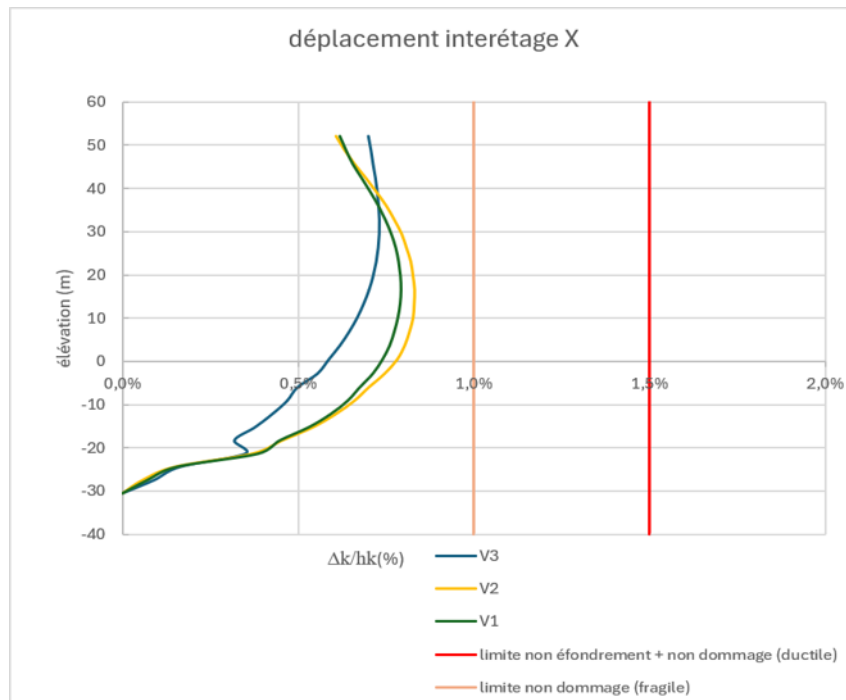


Figure IV. 20 : déplacement inter étage suivant X.

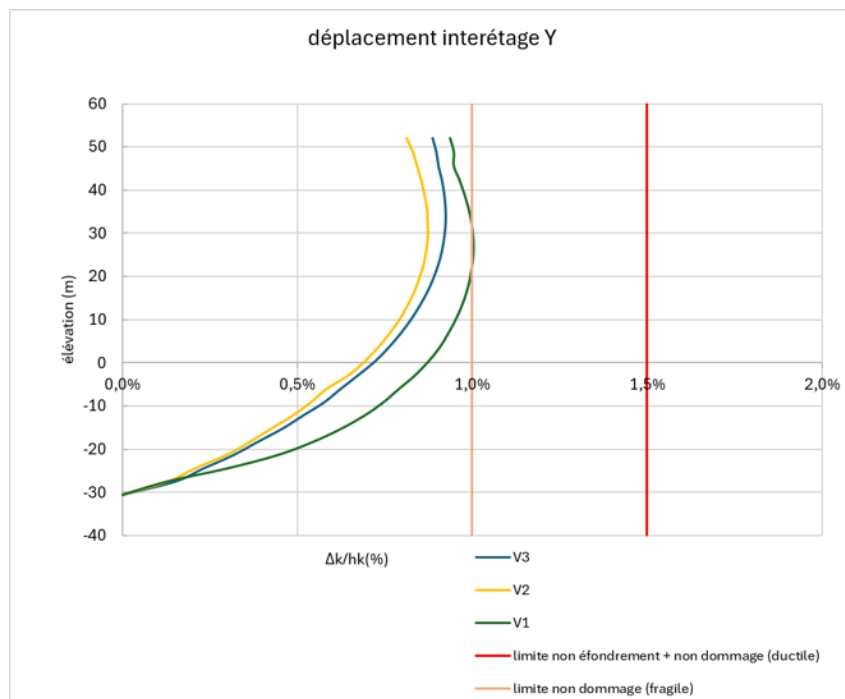


Figure IV. 19 : déplacement inter étage suivant Y.

La vérification de la limite de non-effondrement dans les directions X et Y est satisfaite pour les trois variantes étudiées, assurant ainsi la stabilité globale de la structure sous l'action sismique de calcul.

Par ailleurs, la limite des dommages pour les éléments non structuraux fragiles est respectée pour l'ensemble des variantes, à l'exception de la variante V1 en sens Y, cette vérification n'est satisfaite que pour les éléments non structuraux ductiles sur quelques étages.

IV.5.12.3. Vérification de L'effet P-Δ

L'importance des effets du second ordre (effet P-Δ) peut être évaluée à l'aide du coefficient de sensibilité aux déplacements inter-étages θ , tel que défini par l'article 5.9 de RPA2024 :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation, au-dessus du niveau k ;

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi Q_i)$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k ;

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 ;

h_k : hauteur du niveau k.

Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que :

Si $(0,1 \leq \theta_k \leq 0,2)$: les effets P-Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $(\frac{1}{1-\theta_k})$.

Si $(\theta_k \geq 0,2)$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Les résultats sont présentés sous forme de graphique, facilitant ainsi la visualisation et la comparaison des valeurs de θ_k des trois variantes

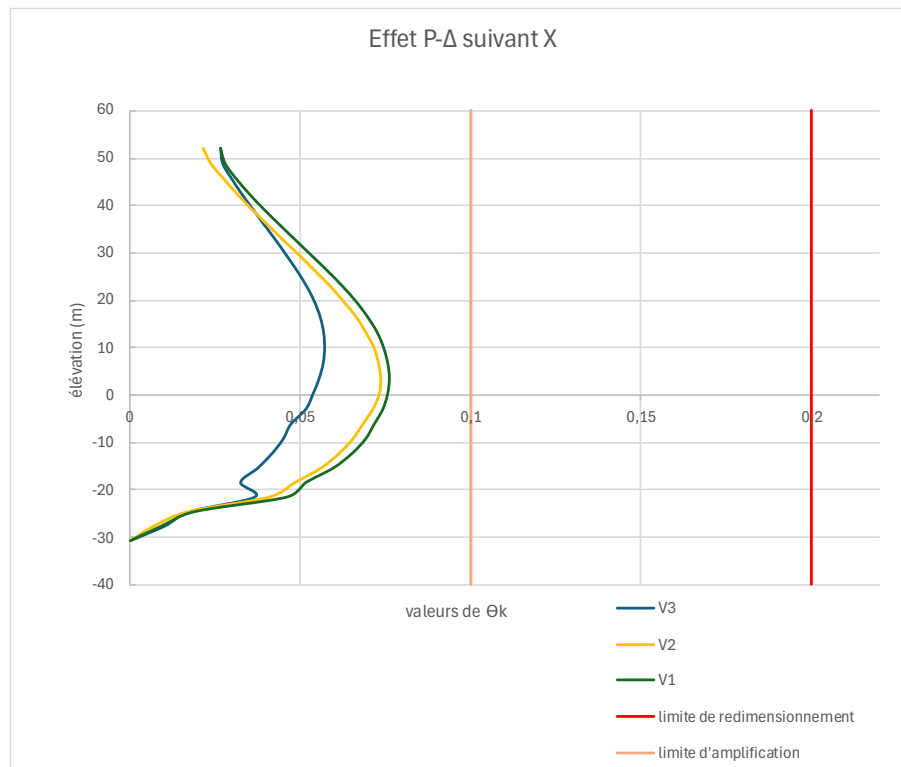


Figure IV. 22 : Vérification P-Δ suivant X.

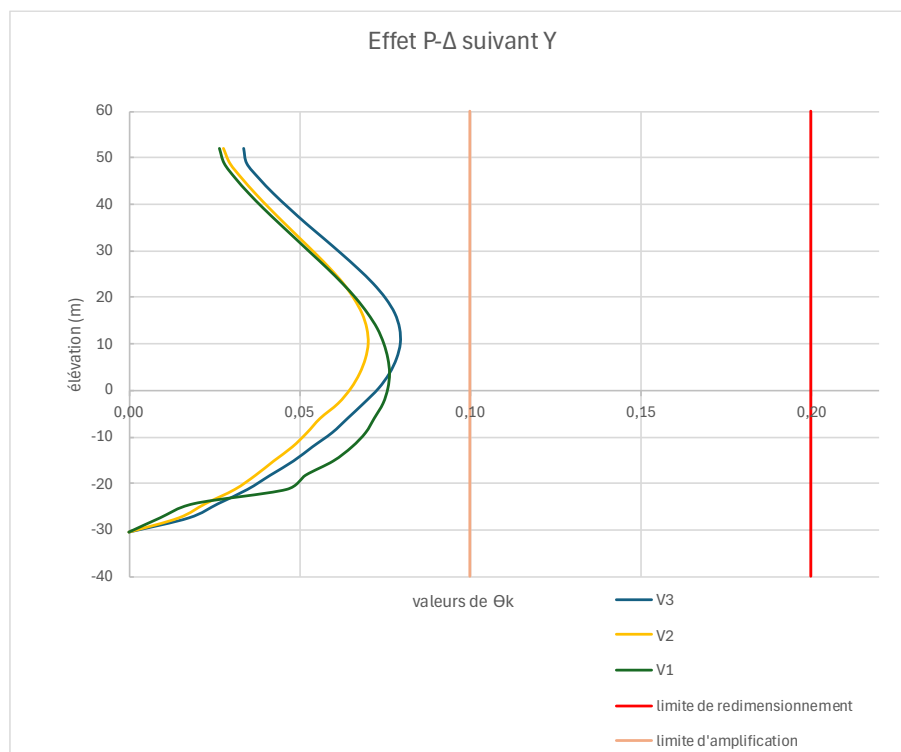


Figure IV. 21 : Vérification P-Δ suivant Y.

L'effet du second ordre P-Δ est négligé pour les trois variantes étudiées, dans les deux directions de calcul.

IV.5.12.4. Vérification De La Stabilité Au Non Renversement

La vérification de la stabilité au renversement constitue une étape essentielle afin de s'assurer que la structure peut résister aux actions déstabilisantes, notamment celles induites par le séisme.

Cette vérification consiste à comparer les moments de renversement, générés principalement par les forces sismiques, aux moments stabilisants dus aux charges verticales.

Conformément aux prescriptions de l'article 5.5 RPA 2024, cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment soumis aux effets de renversement

Le moment de renversement est déterminé comme la somme des forces latérales appliquées à chaque niveau, multipliées par leur hauteur par rapport au niveau de fondation.

Le moment stabilisant est évalué à partir des charges verticales prises en compte dans le calcul des forces sismiques

Enfin, le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit vérifier la condition suivante :

$$FS = \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1,3$$

Où :

$$M_{\text{stabilisant}} = \sum W_i \times L_i$$

W_i : charges verticales prises en compte dans le calcul des forces sismiques ;

L_i : Coordonnée du centre de gravité de la structure ;

$$M_{\text{renversement}} = \sum F_i \times H_i$$

F_i : forces latérales appliquées à chaque niveau ;

H_i : hauteur de chaque niveau par rapport au niveau de fondation ;

Selon l'article 4.2.5 du RPA 2024

$$F_i = \frac{(V - Ft)W_i h_i}{\sum_i^n W_j h_j}$$
$$Ft = \begin{cases} 0,07T_0V \leq 0,25V : \text{si } T_0 > 0,7 \\ 0 : \text{si } T_0 \leq 0,7 \end{cases}$$

V : La résultante des forces sismiques a la base ;

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i ;

h_j : niveau du plancher quelconque ;

W_i, W_j : poids revenant aux planchers i et j , respectivement.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

- Variante 01

Direction X :

$F_{tx} = 3011,53 \text{ KN}$

Tableau IV. 23 : Justification de la stabilité au non renversement de la variante 01 suivant X.

Story	Hi (m)	Wi (KN)	Li (m)	Fi (KN)	Mr (KNm)	Ms (KNm)
Terrasse	82,62	10566,1	19,44	1428,05	117985,72	205405,04
Attique 02	79,39	8892,09	19,2077	1154,82	91681,09	170796,63
Attique 01	76,16	11988,51	19,6131	1493,61	113753,09	235131,79
ET 15	72,93	12003,68	20,0382	1432,07	104440,97	240532,04
ET 14	69,7	12082,97	19,9793	1377,69	96024,84	241409,34
ET 13	66,47	12082,97	19,9793	1313,84	87331,19	241409,34
ET 12	63,24	12082,97	19,9793	1250	79049,98	241409,34
ET 11	60,01	12082,97	19,9793	1186,16	71181,2	241409,34
ET 10	56,78	12082,97	19,9793	1122,31	63724,85	241409,34
ET 09	53,55	12096,99	19,9793	1059,7	56746,71	241689,47
ET 08	50,32	12096,99	19,9792	995,78	50107,53	241688,26
ET 07	47,09	12096,99	19,9792	931,86	43881,26	241688,26
ET 06	43,86	12113,44	19,9792	869,12	38119,65	242016,79
ET 05	40,63	12132,3	19,979	806,37	32762,81	242391,3
ET 04	37,4	12153,59	19,9789	743,57	27809,43	242815,42
ET 03	34,17	12132,3	19,9789	678,16	23172,74	242390,09
ET 02	30,94	12177,3	19,9788	616,33	19069,35	243287,92
ET 01	27,71	12203,44	19,9786	553,18	15328,49	243807,6
RDC	24,48	12601,02	20,4398	504,62	12353,01	257562,39
ES 01	21,42	10852,29	19,8174	380,26	8145,25	215064,07
ES 02	18,36	11490,52	20,2578	345,11	6336,21	232772,68
ES 03	15,3	11567,59	20,2528	289,52	4429,66	234276,11
ES 04	12,24	11648,87	20,258	233,24	2854,9	235982,78
ES 05	9,18	12605,88	20,7008	189,3	1737,81	260951,83
ES 06	6,12	12443,17	20,5916	124,57	762,39	256224,88
ES 07	3,06	13028,58	20,3948	65,22	199,56	265715,36

$$M_{\text{stabilisant}} = 6199237,41$$

$$M_{\text{renversement}} = 1168989,69$$

$$FS = \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = 5,30 \geq 1,3$$

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Direction Y :

Fty = 3039,95 KN

Tableau IV. 24 : Justification de la stabilité au non renversement de la variante 01 suivant Y.

Story	Hi (m)	Wi (KN)	Li (m)	Fi (KN)	Mr (KNm)	Ms (KNm)
Terrasse	82,62	10566,1	19,44	1428,05	117985,72	205405,04
Attique 02	79,39	8892,09	19,2077	1154,82	91681,09	170796,63
Attique 01	76,16	11988,51	19,6131	1493,61	113753,09	235131,79
ET 15	72,93	12003,68	20,0382	1432,07	104440,97	240532,04
ET 14	69,7	12082,97	19,9793	1377,69	96024,84	241409,34
ET 13	66,47	12082,97	19,9793	1313,84	87331,19	241409,34
ET 12	63,24	12082,97	19,9793	1250	79049,98	241409,34
ET 11	60,01	12082,97	19,9793	1186,16	71181,2	241409,34
ET 10	56,78	12082,97	19,9793	1122,31	63724,85	241409,34
ET 09	53,55	12096,99	19,9793	1059,7	56746,71	241689,47
ET 08	50,32	12096,99	19,9792	995,78	50107,53	241688,26
ET 07	47,09	12096,99	19,9792	931,86	43881,26	241688,26
ET 06	43,86	12113,44	19,9792	869,12	38119,65	242016,79
ET 05	40,63	12132,3	19,979	806,37	32762,81	242391,3
ET 04	37,4	12153,59	19,9789	743,57	27809,43	242815,42
ET 03	34,17	12132,3	19,9789	678,16	23172,74	242390,09
ET 02	30,94	12177,3	19,9788	616,33	19069,35	243287,92
ET 01	27,71	12203,44	19,9786	553,18	15328,49	243807,6
RDC	24,48	12601,02	20,4398	504,62	12353,01	257562,39
ES 01	21,42	10852,29	19,8174	380,26	8145,25	215064,07
ES 02	18,36	11490,52	20,2578	345,11	6336,21	232772,68
ES 03	15,3	11567,59	20,2528	289,52	4429,66	234276,11
ES 04	12,24	11648,87	20,258	233,24	2854,9	235982,78
ES 05	9,18	12605,88	20,7008	189,3	1737,81	260951,83
ES 06	6,12	12443,17	20,5916	124,57	762,39	256224,88
ES 07	3,06	13028,58	20,3948	65,22	199,56	265715,36

$$M_{\text{stabilisant}} = 4080030,89$$

$$M_{\text{renversement}} = 1180023,72$$

$$FS = \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = 3,46 \geq 1,3$$

La condition de stabilité au renversement est vérifiée dans les deux directions (X et Y) pour la variante 01, avec un coefficient de sécurité supérieur à 1,3.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

• Variante 02

Direction X :

$F_{tx} = 2840,03 \text{ KN}$

Tableau IV. 25 : Justification de la stabilité au non renversement de la variante 02 suivant X.

Story	Hi (m)	Wi (KN)	Li (m)	Fi (KN)	Mr (KNm)	Ms (KNm)
Terrasse	82,62	10006,59	19,3646	1506,6	124475,18	193773,68
Attique 02	79,39	8567,75	19,285	1239,53	98406,66	165229,04
Attique 01	76,16	11303,67	19,399	1568,82	119481,22	219279,99
ET 15	72,93	11313,98	19,4324	1503,65	109661,42	219857,72
ET 14	69,7	11435,72	19,3806	1452,52	101240,67	221631,02
ET 13	66,47	11435,72	19,3827	1385,21	92074,81	221655,04
ET 12	63,24	11508,95	19,387	1326,34	83877,51	223123,98
ET 11	60,01	11508,95	19,3918	1258,59	75528,18	223179,23
ET 10	56,78	11593,08	19,3967	1199,56	68110,78	224867,55
ET 09	53,55	11593,08	19,4021	1131,32	60582,06	224930,15
ET 08	50,32	11665,3	19,4049	1069,7	53827,37	226363,89
ET 07	47,09	11688,12	19,4105	1003	47231,11	226872,22
ET 06	43,86	11768,42	19,4166	940,62	41255,46	228502,62
ET 05	40,63	11768,42	19,4198	871,35	35402,82	228540,29
ET 04	37,4	11856,78	19,423	808,1	30222,89	230294,21
ET 03	34,17	11882,43	19,4294	739,91	25282,57	230868,44
ET 02	30,94	11892,93	19,4356	670,56	20747,01	231146,14
ET 01	27,71	12010,36	19,4438	606,48	16805,64	233527
RDC	24,48	12468,94	20,0644	556,25	13616,9	250181,7
ES 01	21,42	10952,5	19,7325	427,52	9157,53	216120,25
ES 02	18,36	11702,05	20,2257	391,53	7188,42	236682,11
ES 03	15,3	11789,26	20,2017	328,7	5029,16	238163,05
ES 04	12,24	12050,67	20,1805	268,79	3290,03	243188,63
ES 05	9,18	14443,97	20,7124	241,63	2218,19	299169,35
ES 06	6,12	14323,83	20,6037	159,75	977,66	295123,92
ES 07	3,06	15277,65	20,2851	85,19	260,69	309908,57

$$M_{\text{stabilisant}} = 6062179,79$$

$$M_{\text{renversement}} = 1245951,94$$

$$FS = \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = 4,87 \geq 1,3$$

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Direction Y :

Fty = 3042,77 KN

Tableau IV. 26 : Justification de la stabilité au non renversement de la variante 02 suivant Y.

Story	Hi (m)	Wi (KN)	Li (m)	Fi (KN)	Mr (KNm)	Ms (KNm)
Terrasse	82,62	10006,59	13,3571	1614,15	133360,98	133659,07
Attique 02	79,39	8567,75	13,2932	1328,02	105431,52	113892,8
Attique 01	76,16	11303,67	13,3295	1680,81	128010,52	150672,33
ET 15	72,93	11313,98	13,2709	1610,99	117489,71	150146,65
ET 14	69,7	11435,72	13,2666	1556,21	108467,85	151713,06
ET 13	66,47	11435,72	13,2652	1484,09	98647,67	151697,05
ET 12	63,24	11508,95	13,2634	1421,02	89865,19	152647,79
ET 11	60,01	11508,95	13,2615	1348,44	80919,84	152625,92
ET 10	56,78	11593,08	13,2594	1285,19	72972,94	153717,32
ET 09	53,55	11593,08	13,2573	1212,08	64906,77	153692,98
ET 08	50,32	11665,3	13,2556	1146,06	57669,89	154630,49
ET 07	47,09	11688,12	13,2531	1074,6	50602,75	154903,8
ET 06	43,86	11768,42	13,2508	1007,76	44200,52	155940,93
ET 05	40,63	11768,42	13,2487	933,55	37930,08	155916,21
ET 04	37,4	11856,78	13,2466	865,79	32380,39	157062
ET 03	34,17	11882,43	13,2438	792,72	27087,4	157368,5
ET 02	30,94	11892,93	13,2404	718,42	22228,05	157467,09
ET 01	27,71	12010,36	13,2372	649,78	18005,33	158983,51
RDC	24,48	12468,94	12,3755	595,95	14588,96	154309,31
ES 01	21,42	10952,5	13,5984	458,04	9811,25	148936,5
ES 02	18,36	11702,05	13,2635	419,48	7701,57	155210,11
ES 03	15,3	11789,26	13,2588	352,17	5388,17	156311,41
ES 04	12,24	12050,67	13,2597	287,98	3524,9	159788,33
ES 05	9,18	14443,97	13,2407	258,88	2376,53	191248,32
ES 06	6,12	14323,83	11,2549	171,15	1047,45	161213,29
ES 07	3,06	15277,65	13,4396	91,27	279,3	205325,45

$$M_{\text{stabilisant}} = 4049080,22$$

$$M_{\text{renversement}} = 1334895,53$$

$$FS = \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = 3,03 \geq 1,3$$

La condition de stabilité au renversement est vérifiée dans les deux directions (X et Y) pour la variante 02, avec un coefficient de sécurité supérieur à 1,3.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

• Variante 03

Direction X :

$F_{tx} = 3083,70 \text{ KN}$

Tableau IV. 27 : Justification de la stabilité au non renversement de la variante 03 suivant X.

Story	Hi (m)	Wi (KN)	Li (m)	Fi (KN)	Mr (KNm)	Ms (KNm)
Terrasse	82,62	10537,56	19,4336	1635,68	135139,63	204782,66
Attique 02	79,39	8667,43	19,3485	1292,79	102634,8	167701,87
Attique 01	76,16	11672,32	19,6583	1670,15	127198,96	229458,01
ET 15	72,93	11294,62	19,9027	1547,57	112864,31	224793,52
ET 14	69,7	11322,18	19,8438	1482,64	103339,88	224675,02
ET 13	66,47	11322,18	19,8438	1413,93	93983,96	224675,02
ET 12	63,24	11322,18	19,8438	1345,22	85071,89	224675,02
ET 11	60,01	11322,18	19,8438	1276,52	76603,68	224675,02
ET 10	56,78	11322,18	19,8438	1207,81	68579,32	224675,02
ET 09	53,55	11322,18	19,8438	1139,1	60998,81	224675,02
ET 08	50,32	11322,18	19,8438	1070,39	53862,15	224675,02
ET 07	47,09	11322,18	19,8438	1001,68	47169,34	224675,02
ET 06	43,86	11322,18	19,8438	932,98	40920,38	224675,02
ET 05	40,63	11322,18	19,8438	864,27	35115,27	224675,02
ET 04	37,4	11322,18	19,8438	795,56	29754,02	224675,02
ET 03	34,17	11322,18	19,8438	726,85	24836,61	224675,02
ET 02	30,94	11322,18	19,8438	658,15	20363,06	224675,02
ET 01	27,71	11322,18	19,8438	589,44	16333,36	224675,02
RDC	24,48	11681,1	20,4005	537,24	13151,61	238300,22
ES 01	21,42	10095,13	19,8732	406,26	8702,08	200622,5
ES 02	18,36	10601,02	20,8374	365,67	6713,76	220897,77
ES 03	15,3	10601,02	20,8545	304,73	4662,33	221079,05
ES 04	12,24	10763,2	20,8536	247,51	3029,54	224451,55
ES 05	9,18	12777,57	21,2955	220,38	2023,05	272104,78
ES 06	6,12	12507,82	21,3697	143,82	880,15	267288,26
ES 07	3,06	13210,45	20,9358	75,95	232,4	276571,41

$$M_{\text{stabilisant}} = 5893501,88$$

$$M_{\text{renversement}} = 1274164,35$$

$$FS = \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = 4,63 \geq 1,3$$

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Direction Y :

Fty = 2972,20 KN

Tableau IV. 28 : Justification de la stabilité au non renversement de la variante 03 suivant Y.

Story	Hi (m)	Wi (KN)	Li (m)	Fi (KN)	Mr (KNm)	Ms (KNm)
Terrasse	82,62	10537,56	13,3906	1576,54	130253,4	141104,2
Attique 02	79,39	8667,43	13,3089	1246,05	98923,84	115354,03
Attique 01	76,16	11672,32	13,2531	1609,77	122599,84	154694,45
ET 15	72,93	11294,62	13,3615	1491,62	108783,49	150913,12
ET 14	69,7	11322,18	13,2821	1429,03	99603,43	150382,29
ET 13	66,47	11322,18	13,2821	1362,81	90585,79	150382,29
ET 12	63,24	11322,18	13,2821	1296,58	81995,96	150382,29
ET 11	60,01	11322,18	13,2821	1230,36	73833,93	150382,29
ET 10	56,78	11322,18	13,2821	1164,14	66099,7	150382,29
ET 09	53,55	11322,18	13,2821	1097,91	58793,28	150382,29
ET 08	50,32	11322,18	13,2821	1031,69	51914,66	150382,29
ET 07	47,09	11322,18	13,2821	965,47	45463,84	150382,29
ET 06	43,86	11322,18	13,2821	899,24	39440,82	150382,29
ET 05	40,63	11322,18	13,2821	833,02	33845,61	150382,29
ET 04	37,4	11322,18	13,2821	766,8	28678,2	150382,29
ET 03	34,17	11322,18	13,2821	700,57	23938,6	150382,29
ET 02	30,94	11322,18	13,2821	634,35	19626,79	150382,29
ET 01	27,71	11322,18	13,2821	568,13	15742,79	150382,29
RDC	24,48	11681,1	12,2073	517,81	12676,09	142594,66
ES 01	21,42	10095,13	13,9294	391,57	8387,44	140619,08
ES 02	18,36	10601,02	13,3524	352,45	6471,01	141549,11
ES 03	15,3	10601,02	13,3518	293,71	4493,76	141542,75
ES 04	12,24	10763,2	13,3506	238,56	2920	143695,23
ES 05	9,18	12777,57	13,3438	212,41	1949,9	170501,36
ES 06	6,12	12507,82	11,4456	138,62	848,33	143159,45
ES 07	3,06	13210,45	13,6234	73,2	224	179971,29

$$M_{\text{stabilisant}} = 3871050,79$$

$$M_{\text{renversement}} = 1228094,5$$

$$FS = \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = 3,15 \geq 1,3$$

La condition de stabilité au renversement est vérifiée dans les deux directions (X et Y) pour la variante 03, avec un coefficient de sécurité supérieur à 1,3.

PARTIE 03 : CHOIX DE LA CONCEPTION FINALE**IV.6. COMPARAISON DES VARIANTES**

Afin de sélectionner la conception la plus performante, une analyse comparative multicritères est effectuée sur la base des résultats de l'étude dynamique et sismique des trois variantes. Le tableau suivant synthétise l'ensemble des indicateurs retenus :

Tableau IV. 29 : Tableau comparatif des trois variantes.

Critère	Variante 01	Variante 02	Variante 03
T_{cal} (s)	1,853	1,586	1,692
Modes pour 90% masse X	5	6	4
Modes pour 90% masse Y	4	5	4
Vérif. Période ($T_{cal} < 1,3T_{emp}$)	Non vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Poids total W (kN)	309306	307809	292920
Force sismique V_{Stat} (kN)	28447	31790	28357
$V_{tx} \geq 0,8V$	Vérifiée	Vérifiée*	Vérifiée
$V_{ty} \geq 0,8V$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Non-effondrement	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Limitation des dommages	Vérifiée (éléments ductiles)	Vérifiée (éléments fragile)	Vérifiée (éléments fragile)
Effet de 2° ordre P- Δ	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Renversement	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Système de contreventement	Voiles (R=4,5)	Voiles (R=4,5)	Voiles (R=4,5)
Coefficient de qualité Q_F	1,05	1,05	1,05

* : après amplification des efforts

IV.7. ANALYSE COMPARATIVE

- **Variante 01**

Cette variante présente la période fondamentale la plus élevée ($T = 1,853$ s), traduisant une structure légèrement plus souple.

Le poids total de la structure est relativement élevé (309306 kN), ce qui engendre des efforts sismiques importants. Toutefois, les efforts tranchants à la base (V_{tx} et V_{ty}) restent parmi les plus faibles des trois variantes, indiquant une bonne répartition des efforts.

L'ensemble des vérifications globales est satisfait (non-effondrement, effet P- Δ , renversement). Cependant, la limitation des déplacements inter-étages n'est vérifiée que pour les éléments non structuraux ductiles (0,75%), ce qui traduit un niveau de performance inférieur en termes de protection des éléments non structuraux fragiles.

- **Variante 02**

La variante 02 présente la période fondamentale la plus faible ($T = 1,586$ s), indiquant une structure plus rigide.

Le poids total reste élevé (307 809 kN), et cette rigidité accrue se traduit par les efforts sismiques les plus importants parmi les trois variantes, notamment au niveau des efforts tranchants à la base.

Néanmoins, cette variante assure une bonne maîtrise des déplacements inter-étages, avec vérification de la limite pour les éléments non structuraux fragiles (0,5%), ce qui constitue un avantage important en termes de limitation des dommages. Toutes les autres vérifications réglementaires sont également satisfaites.

- **Variante 03**

La variante 03 présente un comportement intermédiaire avec une période $T = 1,692$ s

Elle se distingue par le poids total le plus faible (292 920 kN), ce qui constitue un avantage majeur en réduisant les forces sismiques appliquées à la structure.

Les efforts tranchants à la base restent modérés et globalement proches de ceux de la variante 01, tout en étant inférieurs à ceux de la variante 02.

Par ailleurs, cette variante vérifie la condition de limitation des déplacements inter-étages pour les éléments fragiles (0,5%), assurant ainsi une meilleure protection contre les dommages non structuraux. L'ensemble des vérifications (non-effondrement, P- Δ , renversement) est également satisfait.

IV.8. CONCLUSION : VARIANTE RETENUE

Au vu de cette analyse, la variante 03 apparaît comme la solution la plus optimale.

- Elle présente en effet le meilleur compromis entre : une réduction de la masse, donc des efforts sismiques,
- Une maîtrise des déplacements inter-étages avec respect du critère le plus exigeant (éléments fragiles),
- Et un niveau de sollicitation modéré, contrairement à la variante 02 plus pénalisante.

La variante 01, bien que performante en termes d'efforts internes, reste moins avantageuse du point de vue du contrôle des dommages. La variante 02, quant à elle, présente des efforts sismiques plus élevés dus à sa rigidité.

Ainsi, la variante 03 est retenue comme solution finale, offrant le meilleur équilibre entre sécurité, performance sismique et optimisation structurelle, et constitue par conséquent la base de référence pour l'ensemble des études de dimensionnement détaillé des chapitres suivants.

A decorative graphic of a scroll, with the title text centered within its rectangular frame. The scroll has a vertical strip on the left side and rounded corners on the right side.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

V.1. INTRODUCTION

Ce chapitre expose le dimensionnement du ferrailage des principaux éléments structuraux (poutres, poteaux, dalles et voiles), conformément aux règlements BAEL 91/99, CBA93 et RPA 2024. À partir des sollicitations obtenues, les sections d'armatures nécessaires sont déterminées afin d'assurer la résistance, la stabilité et la conformité de la structure, tout en respectant les dispositions constructives en vigueur.

V.2. ÉTUDE DES DALLES

Dans cette étude, deux épaisseurs de dalles ont été retenues ($h = 25$ cm et $h = 20$ cm) en fonction des portées et des sollicitations issues de l'analyse aux états limites. Le ferrailage est déterminé conformément aux prescriptions du BAEL 91/99 et du RPA 2024, pour une bande de dalle de largeur $b = 1$ m.

V.2.1. Approche Adoptée

Afin de maîtriser les déformations excessives dans les zones de grandes portées et de fortes sollicitations, des poutres ont été introduites pour réduire les travées effectives et limiter les flèches à des valeurs acceptables

La vérification de la flèche est effectuée en utilisant le logiciel Socotec suivant l'article B.6.5 du BAEL 91/99 pour $b = 1$ m de dalle.

Pour le dimensionnement du ferrailage, une approche globale et conservative a été adoptée : les moments fléchissant maximaux issus de l'analyse aux états limites (ELA en appui et ELU en travée) ont été relevés sur l'ensemble des dalles, et un ferrailage uniforme a été proposé dans les deux directions pour une bande de dalle de largeur $b = 1$ m. Cette uniformisation simplifie la mise en œuvre tout en garantissant la sécurité structurale de l'ensemble des panneaux.

V.2.2. Calcul Ferrailage des dalles

V.2.2.1. Dalles à Épaisseur $h = 25$ cm

- En travée

$$|M_f| < 70 \text{ KN.m}$$

Le moment fléchissant en travée relevé sur l'ensemble des dalles est inférieur à 70 Kn.m. Un ferrailage de 8HA12 par mètre de dalle a été adopté dans les deux sens (sens X et sens Y).

La vérification confirme que ce ferrailage est suffisant pour couvrir l'intégralité des sollicitations en travée de toutes les dalles de 25 cm.

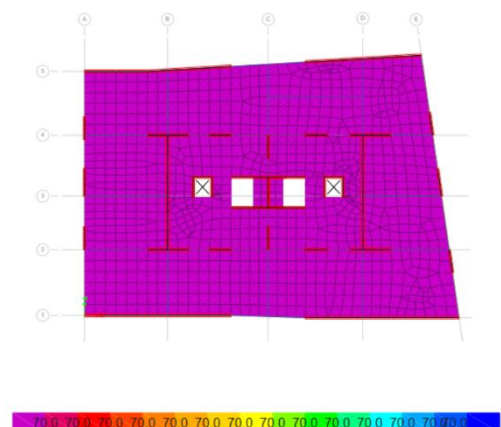


Figure V. 1 : moments en Dalle 25cm sous Combinaison ELU.

- **En appui**

$$|M_f| < 120 \text{ KN.m}$$

Le moment négatif maximal en appui est inférieur à 120 kN.m en valeur absolue. Le même ferrailage de 8HA14 par mètre est maintenu en nappe supérieure. Dans certaines zones d'appui présentant des sollicitations localement plus élevées, un renforcement est prévu par l'ajout d'une nappe complémentaire de 2HA14 supplémentaires.

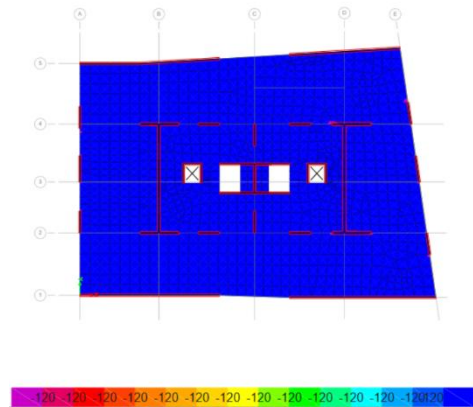


Figure V. 2 : moments en Dalle 25cm sous Combinaison ELA.

V.2.2.2. Dalles à Épaisseur $h = 20 \text{ cm}$

- **En travée**

$$|M_f| < 55 \text{ KN.m}$$

Le moment fléchissant maximal en travée est inférieur à 55 Kn.m. Un ferrailage identique de 8HA12 par mètre de dalle est adopté dans les deux sens, ce qui constitue une solution conservative avec une marge de sécurité suffisante.

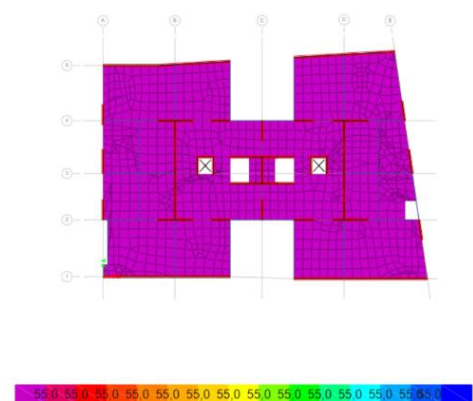


Figure V. 3 : moments en Dalle 20cm sous Combinaison ELU.

- **En appui**

$$|M_f| < 100 \text{ KN.m}$$

Le moment négatif maximal en appui est inférieur à 100 Kn.m en valeur absolue. Le ferrailage retenu est également 8HA14 par mètre, avec le même principe de renforcement par 2HA14 supplémentaires dans les zones d'appui les plus sollicitées.

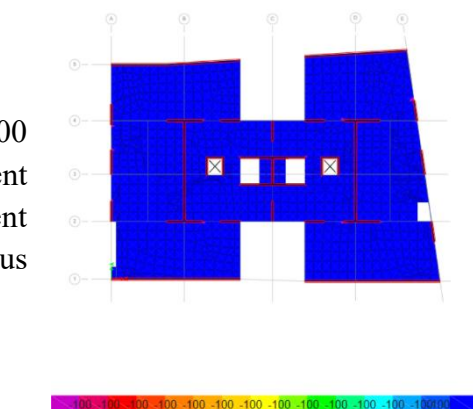


Figure V. 4 : moments en Dalle 20cm sous Combinaison ELA.

Tableau V. 1 : Récapitulatif du Ferrailage des Dalles.

Type de dalle	Zone	Ferrailage adopté	Moment couvert
Dalle h = 25 cm	Travée	8HA12 / ml (2 sens)	≤ 70 KN.m
	Appui	8HA14 / ml + 2HA14 (zones renforcées)	≤ 120 KN.m
Dalle h = 20 cm	Travée	8HA12 / ml (2 sens)	≤ 55 KN.m
	Appui	8HA14 / ml + 2HA14 (zones renforcées)	≤ 100 KN.m

V.2.3. Schémas de ferrailage des dalles

Les figures suivantes illustrent la disposition des armatures adoptées pour 1ml des dalles, en nappe inférieure (travée) et en nappe supérieure (appui).

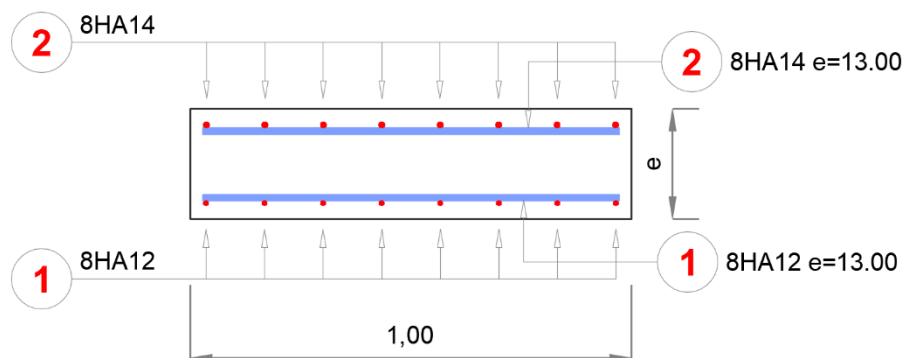


Figure V. 6 : Ferrailage de la dalle.

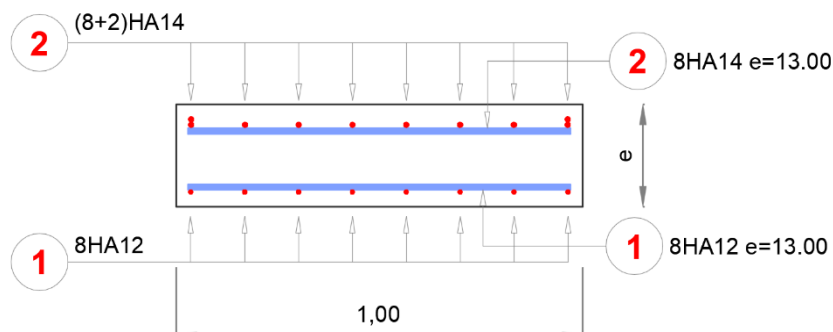


Figure V. 5 : Ferrailage de la dalle en zone d'appui nécessitant un renfort.

V.3. ÉTUDE DES POUTRES

Dans cette étude, deux sections de poutres ont été retenues (30×60 cm² et 30×50 cm²) correspondant aux éléments les plus sollicités de la structure.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont données par le CBA93 ainsi que par le RPA 2024 et sont :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

Composantes horizontales de l'action sismique :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

Et : $\psi_1=0.3$

V.3.1. Exigences de ductilité pour la zone critique

Selon l'article 7.5.2 du RPA 2024, Les zones d'une poutre s'étendant sur une longueur l_{cr} à partir de la section transversale d'extrémité où la poutre est connectée à un nœud poutre-poteau, ainsi que de part et d'autre de toute autre section transversale susceptible de subir une plastification dans la situation sismique de calcul, doivent être considérées comme des zones critiques.

Où :

$$l_{cr}=1.5h$$

Avec : h est la hauteur de la poutre.

Tableau V. 2 : Longueur critique des poutres.

	Hauteur (cm)	Longueur critique (cm)
Poutre 30x60	60	90
Poutre 30x50	50	75

V.3.2. Les sollicitations extrêmes sur les poutres

Dans le cadre de l'étude du ferrailage, l'analyse s'est concentrée sur les deux poutres les plus sollicitées, de sections 30×60 cm² et 30×50 cm². Ce choix permet d'examiner le cas le plus défavorable en termes de sollicitations internes, notamment le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Tableau V. 3 : Les sollicitations extrêmes sur les poutres.

Poutre	Moment de calcul (KN.m)	Combinaison de charges correspondante	V_u (KN)
30×60	243,21	ELU	257
	-492,51	ELA	
30×50	117,80	ELU	-98,99
	-273,70	ELA	

V.3.3. Calcul de ferrailage des poutres

- Armatures longitudinales**

Selon l'article 7.5.2 du RPA 2024, les sections des armatures longitudinales doivent vérifier les conditions suivantes :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante ;
 - 6% en zone de recouvrement.
- Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 12 mm, doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre.
- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.
- La longueur minimale de recouvrement est de 60ϕ zone VI.

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des armatures longitudinales pour les poutres, effectué par le logiciel SOCOTEC

Tableau V. 4 : Armatures longitudinales des poutres.

Poutre	$A_{s_{travée}}$ (cm^2)	Choix des barres	$A_{s_{appui}}$ (cm^2)	Choix des barres	$A_{s_{min}}$ (cm^2)		$A_{s_{max}}$ (cm^2)	
					RPA	CNF	Zone courante	Zone de recouvrement
30×60	11,42	6HA16	21,06	8HA20	9	1,8	72	108

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

30×50	7,5	4HA16	13,57	4HA16 + 4HA14	7,5	1,5	60	90
-------	-----	-------	-------	---------------------	-----	-----	----	----

• Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right]$$

ϕ_l Étant le diamètre des barres longitudinales.

L'espacement st des cours successifs d'armatures transversales d'âme est au plus égal à la plus basse des deux valeurs : 0.9 d et 40 cm

$$S_t \leq \text{Min} [0,9d ; 40 \text{ cm}]$$

- Section minimale A_t des cours transversaux (CBA93 A.5.1,22) :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0}$$

Selon l'article A.5.1,23 de CBA93, la justification vis-à-vis de l'état limite des armatures d'âme, s'exprime, avec les mêmes notations que précédemment par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

k=1 : en flexion simple, sans reprise de bétonnage ;

$\alpha=90^\circ$ (armature droite).

$$S_t \leq \frac{0.9 A_t f_e}{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}$$

Selon le RPA 2024 article 7.5.2 Eqn (7.7), la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

L'espacement maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques :

$$s = \min \left(\frac{h}{4} ; 24\phi_t ; 17.5 \text{ cm} ; 6\phi_l \right)$$

Avec :

h : hauteur de la poutre ;

ϕ_t : diamètre des armatures de confinement ;

ϕ_l : diamètre des barres minimal longitudinales.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

- En dehors de la zone critique :

$$s' \leq \frac{h}{2}$$

Avec :

$s' = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$ si les armatures comprimées sont nécessaires ;

ϕ_l : plus petit diamètre utilise parmi les armatures longitudinales.

Tableau V. 5 : Armature transversale des poutres.

				CBA93			RPA 2024				
Poutre	ϕ_t (mm)	Choix des barres	A_t (cm ²)	s_1 (cm)	s_2 (cm)	s_3 (cm)	s' (cm)	s	$s'_{adopté}$	$s_{adopté}$	A_{tmin} (cm ²) RPA
30×60	8	4HA8	2,01	40	83,75	30,26	15	9,6	15	8	0.96
30×50	8	4HA8	2,01	40	83,75	1982,16	12,5	12,5	12	8	0.96

V.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton

Selon l'article A.5.1 de CBA93, les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. La justification d'une section concerne les armatures transversales de l'âme (A.5.1,22 et A.5.1,23) ainsi que la contrainte du béton (A.5.1,211). Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

Où :

b_0 Désigne la largeur de l'âme ;

V_u La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

Selon l'article A.5.1,211 de CBA93, lorsque la fissuration est jugée préjudiciable ou très préjudiciable la contrainte τ_u doit être limitée à la valeur indiquée ci-dessus :

$$\overline{\tau_{bu}} = \text{Min} \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right]$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Tableau V. 6 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes des poutres.

Poutre	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
30×60	257	1,58	3	Vérifié
30×50	98,99	0,73	3	Vérifié

V.3.5. Schémas de ferrailage des poutres

Les figures suivantes présentent les schémas de ferrailage des poutres les plus sollicitées, issus des résultats de calcul présentés précédemment.

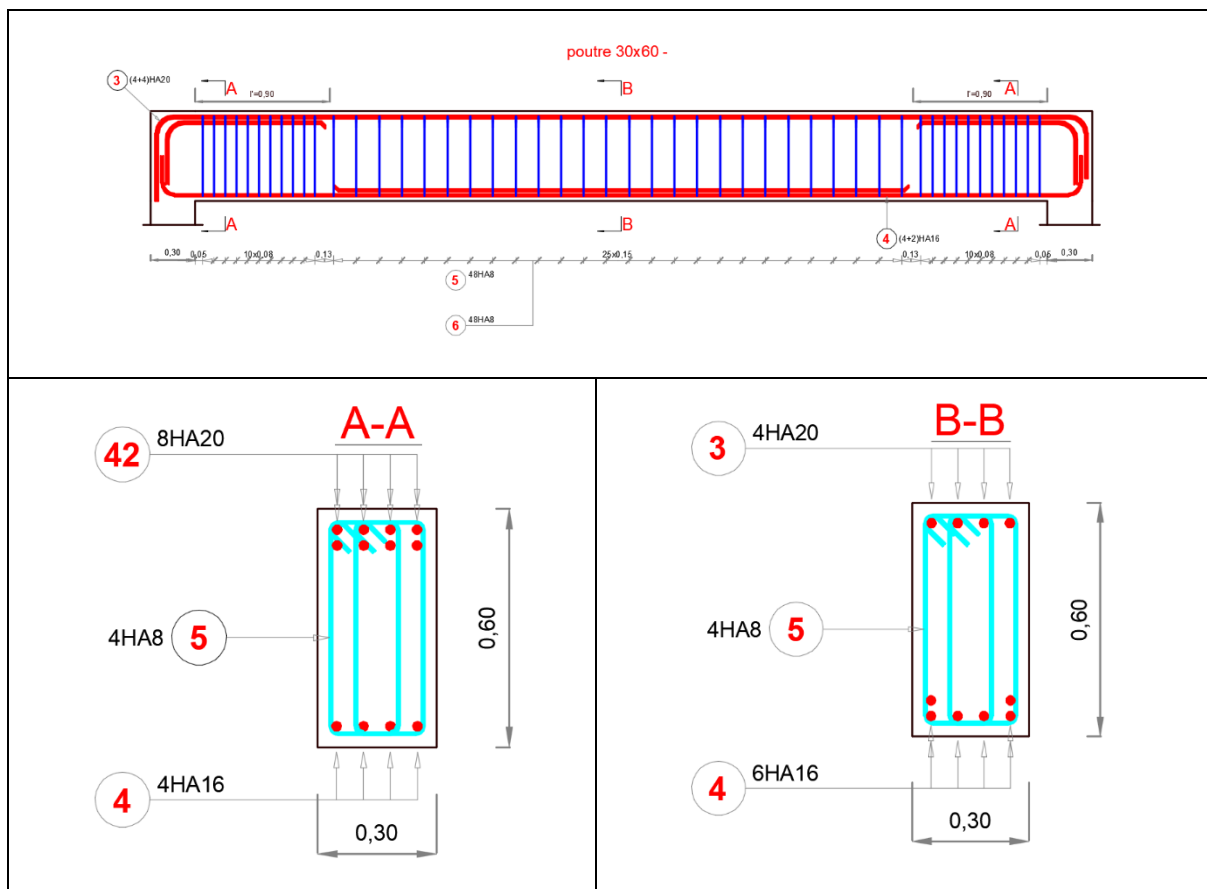


Figure V. 7 : Schéma de Ferrailage d'une poutre 30x60.

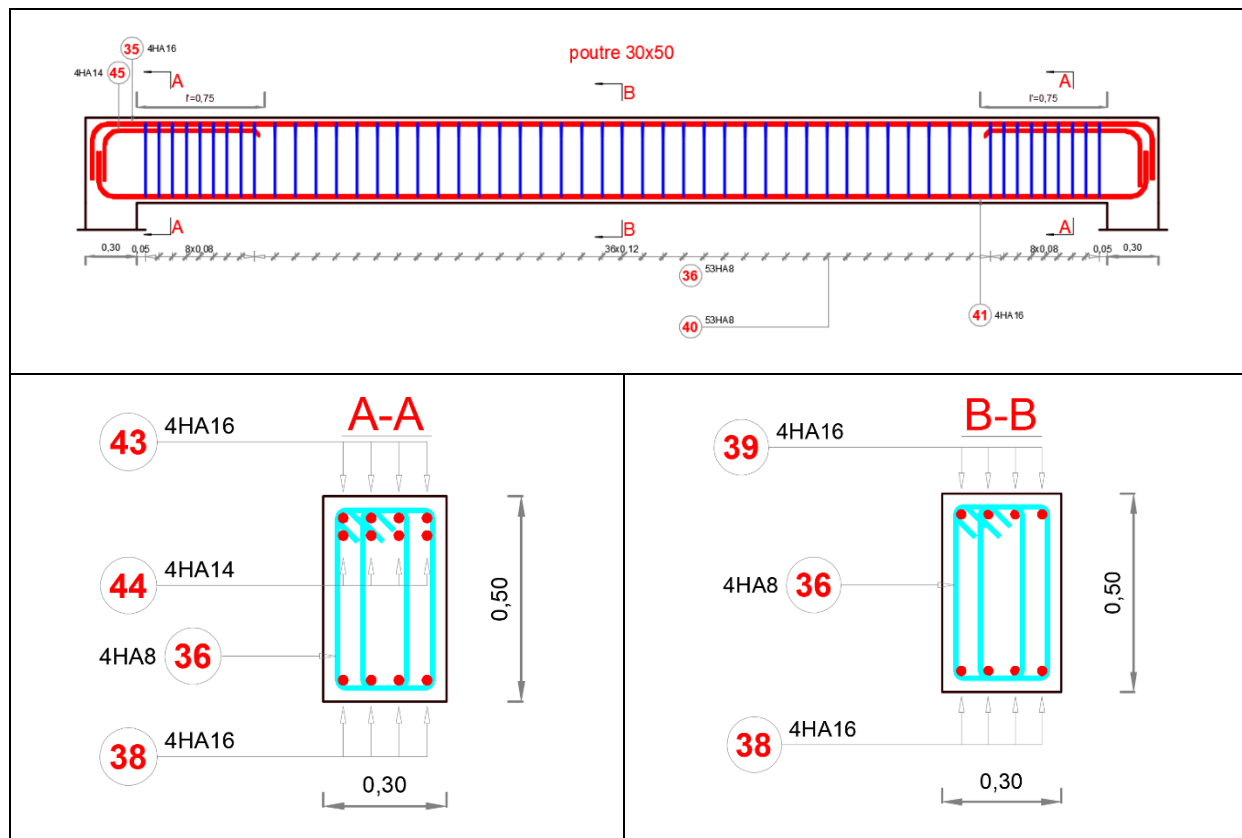


Figure V. 8 : Schéma de Ferrailage d'une poutre 30x50.

V.4. ÉTUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments soumis à une flexion composée, dans notre structure, les poteaux de section (30×30 cm²) sont situés dans les deux derniers niveaux (terrasse et attique 02). Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont données par le CBA93 ainsi que par le RPA 2024 et sont :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

Composantes horizontales de l'action sismique :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

$$\text{Et : } \psi = 0,3$$

Les sections d'armatures sont déterminées en considérant les combinaisons de sollicitations les plus défavorables. À cet effet, trois cas principaux sont étudiés :

- L'effort normal maximal $N_{\max}$ accompagné du moment correspondant,
- L'effort normal minimal $N_{\min}$ avec le moment associé,

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

- Le moment fléchissant maximal $M_{\max}$ accompagné de l'effort normal correspondant.

Ces combinaisons permettent de garantir un dimensionnement sécuritaire des éléments en flexion composée.

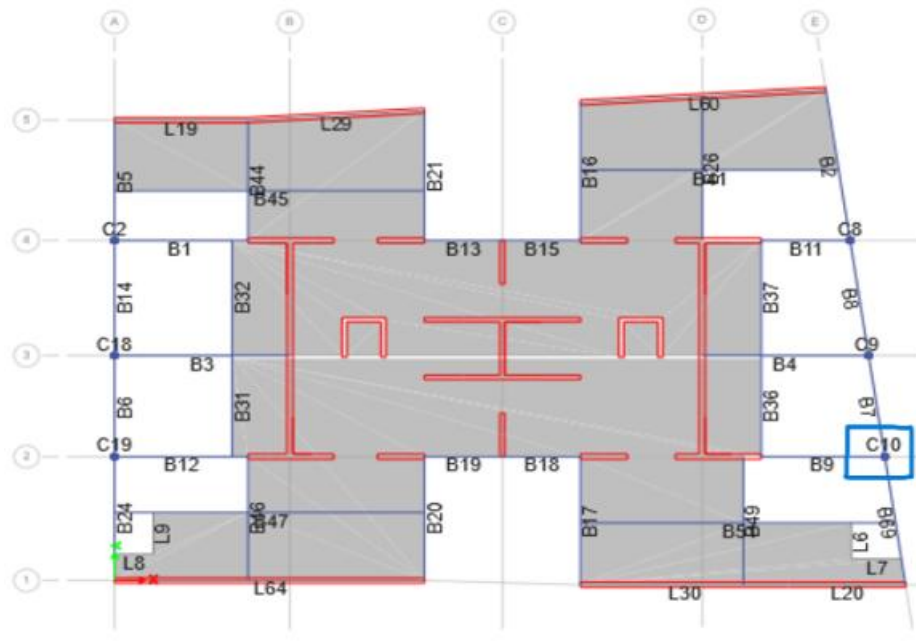


Figure V. 9 : Localisation de poteau le plus sollicité.

V.4.1. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\overline{\tau_{bu}}$:

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée ;
 l_f : longueur de flambement du poteau.

Tableau V. 7 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Section (cm ²)	l_f (m)	V (KN)	τ_{bu} (MPa)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
30×30	2,26	46,55	0,80	7,53	0,075	2,63	Vérifié

V.4.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales

En complément des vérifications prescrites par le CBA, et afin de prévenir ou de limiter le risque de rupture fragile sous l'effet des sollicitations sismiques globales, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité conformément à la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

Tableau V. 8 Vérification spécifique sous sollicitations normales.

Section (cm ²)	N_d (KN)	B_c (m ²)	f_{c28} (MPa)	v	Observation
30×30	-277,81	0,09	35	0,09	Condition vérifié

N (-) : correspond à un effort de compression.

V.4.3. Calcul de ferrailage des poteaux

Le poteau le plus sollicité de section 30×30 cm² a été retenu afin de représenter le cas le plus défavorable. Le dimensionnement des armatures a été réalisé à l'aide du logiciel SOCOTEC, conformément aux prescriptions du BAEL 91 en ELU et ELS.

- **Armatures longitudinales**

Selon l'article 7.4.2 du RPA 2024, les sections des armatures longitudinales doivent vérifier les conditions suivantes :

- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de : 1.0% en zone VI.
- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales sera de : 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $60\phi_1$ en zone VI.
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser : 15cm en zone VI.

Tableau V. 9 : Ferrailage de Poteau.

Poteau	Sollicitation sous combinaison G+ψQ+Ex+0.3Ey		As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As _{max} (cm ²)		Choix des barres
	M _{max} (KN)	N _{correspond} (KN)			Zone courante	Zone de recouvrement	
30×30	75,65	22,56	16,08	9	36	72	8HA16

• Armatures transversales

Selon l'article 7.4.2 du RPA 2024, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

- V_u : Effort tranchant de calcul ;
- h_1 : Hauteur totale de la section brute dans la direction considérée ;
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.50, si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire ;
- t : Espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale :

$$t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}, 10\text{cm}, 60\phi_l \right)$$

Avec b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

Dans la zone courante :

$$t' \leq \min \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l \right)$$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité minimale d'armatures transversales ($\frac{A_t}{t \cdot b_1}$) est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

Selon le CBA 93, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Le tableau ci-dessous contient tous les détails de calcul de l'armature transversale :

Tableau V. 10 : Armature transversale de poteau.

Poteau (cm)	ϕ_{tmin} (mm)	λ_g	V_u (KN)	$t_{courante}$ (cm)	t_{nodale} (cm)	ρ_a	A_t (cm^2)	A_{tmin} (cm^2)	Choix des barres
30×30	6	7,53	46,55	10	7	2,5	2,01	0,9	4HA8

$$\phi_t = 8 \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,7 \quad \text{la condition est vérifiée}$$

- **Longueurs de recouvrement :**

La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre ϕ_l , est de :

- $50 \phi_l$, en zones I, II et III ;
- $60 \phi_l$, en zones rv, V et VI ;

$$L_r = 60 \times 1,6 = 96 \text{ cm}$$

On adopte une longueur de recouvrement L_r de 96 cm pour les poteaux avec un diamètre de barres d'armature ϕ_l de 16 mm.

- **Exigence de ductilité pour la zone critique**

Selon l'article 7.4.2 du RPA 2024, les zones s'étendant sur une distance l_{cr} à partir des deux sections d'extrémité d'un poteau, doivent être considérées comme des zones critiques.

Où :

$$l_{cr} = \max \left(1,5 h_c ; \frac{l_{cl}}{6} ; 60 \text{ cm} \right)$$

Avec :

- h_c : la plus grande dimension de la section transversale du poteau ;
- l_{cl} : la longueur libre du poteau.

$$\text{Donc } l_{cr} = \max (45 ; 43,83 ; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

Si $l_{cl} / h_c < 3$: la hauteur totale du poteau doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

V.4.4. Schéma de ferrailage du poteau

La figure suivante illustre la disposition des armatures Longitudinales et transversales du poteau.

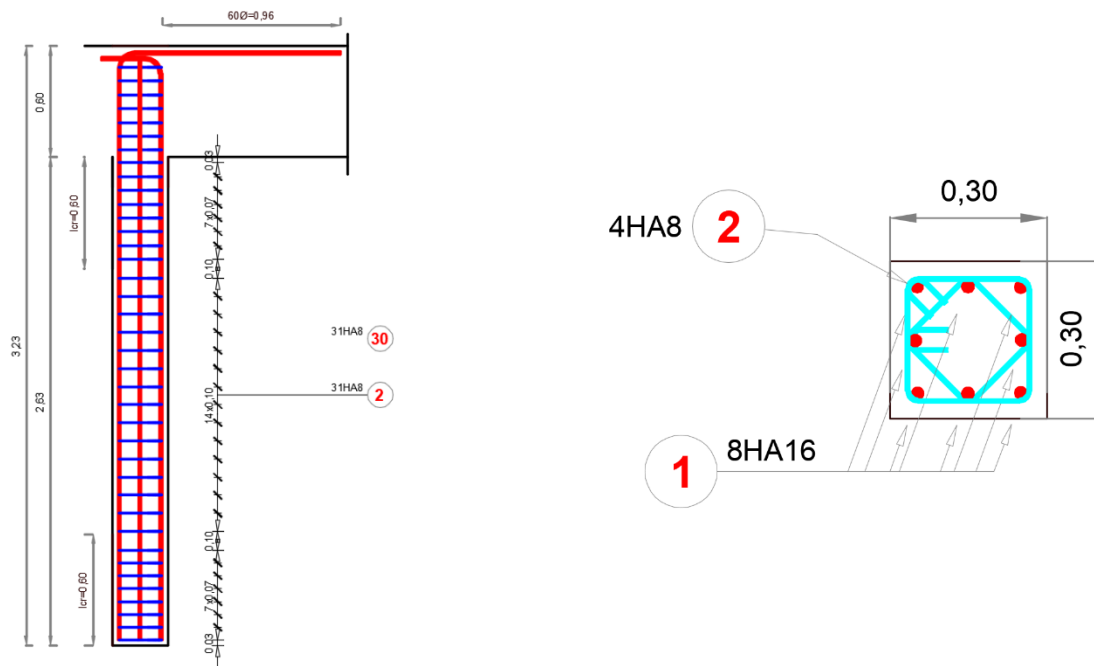


Figure V. 10 : Schéma de Ferrailage Poteau 30x30.

V.5. ÉUDE DE VOILE

Les voiles en béton armé sont des éléments porteurs verticaux jouant un rôle essentiel dans la stabilité et la rigidité latérale de la structure face aux charges sismiques et aux efforts du vent. Leur dimensionnement est réalisé en flexion composée avec effort tranchant, en distinguant la zone critique à la base du voile, soumise aux plus fortes sollicitations, de la zone courante au-dessus. Dans cette étude, les voiles P_{4HV} et P_{14V} ont été retenus comme cas représentatifs pour l'analyse. Le ferrailage est déterminé conformément aux exigences du RPA 2024, en vérifiant les conditions de ductilité locale et les critères de résistance aux sollicitations normales et tangentes.

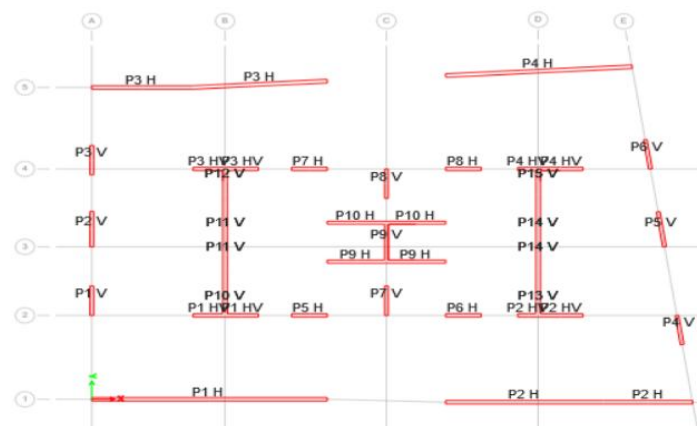


Figure V. 11 : Localisation des voiles P_{4hv} , P_{14v} en plan.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Le ferrailage du voile est effectué selon le RPA 2024 pour garantir sa stabilité, sa résistance aux charges sismiques et ses performances structurales. L'analyse inclut l'hypothèse d'une plastification maîtrisée à une hauteur déterminante, de même que l'évaluation des efforts, les vérifications réglementaires et l'organisation des armatures verticales et horizontales.

V.5.1. Vérification de la condition de l'effort normal réduit

Pour éviter les modes de rupture fragile pouvant se présenter sous l'influence des charges sismiques, le RPA 2024 (article 7.7.3) fixe une contrainte maximale à l'effort normale de compression, afin d'assurer un comportement plus ductile des voiles.

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,40$$

Avec :

- N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière ;

Tableau V. 11 : Vérification spécifique sous sollicitations normales des voiles.

Voile	$N_d(KN)$	$B_c(m^2)$	$f_{c28}(MPa)$	v	Observation
P _{4hv}	54750,26	4,77 (section en T)	35	0,33	Vérifié
P _{14v}	13723,23	1,89	35	0,21	Vérifié

V.5.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

En plus des exigences concernant l'effort normal réduit, le RPA 2024 impose également une restriction de la contrainte de cisaillement dans le béton, définie par l'équation suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w d} \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\text{Avec } \bar{V} = 1,4V_u$$

Tableau V. 12 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes de voile.

Voile	$V_u (KN)$	$\bar{V} (KN)$	$\tau (MPa)$	$\bar{\tau}_{bu} (MPa)$	Observation
P _{4hv}	1706,89	2389,65	7	1,34	Vérifié
P _{14v}	6256,03	8758,44	7	5,8	Vérifié

V.5.3. Vérification de la condition d'élancement

L'effort normal de compression de calcul doit respecter les limites prescrites par l'équation (7.11). Sous réserve de satisfaire aux conditions de dimensionnement définies au § 7.7.1, le

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

calcul des voiles et des trumeaux est effectué uniquement dans le plan moyen de l'élément, conformément aux règles du béton armé en vigueur ; en outre :

- Les voiles élancés correspondent à $\frac{h_w}{l_w} > 2.0$;
- Les voiles courts correspondent à $\frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$;
- Les voiles de grandes dimensions correspondent à $\frac{h_w}{l_w} \leq 2/3$.

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{82,62}{4,4} = 18,77 > 2$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{82,62}{4,2} = 19,67 > 2$$

Les voiles, P_{4hv} , P_{14v} sont considérés comme des **voiles élancés**.

V.5.4. Calcul de la hauteur critique

La hauteur, h_{cr} de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit

$$h_{cr} = \max(l_w ; h_w/6)$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e: \text{pour } n \leq 6 \text{ niveau} \\ 2.h_e: \text{pour } n > 6 \text{ niveau} \end{cases}$$

Où :

- h_e est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats ;
- h_w est la hauteur totale du voile.

Tableau V. 13 : Calcul de la hauteur critique des voiles.

Voile	h_w (cm)	l_w (cm)	$\max(l_w ; h_w/6)$ (m)	h_{cr} (m)
P_{4hv}	8262	440	13,77	6,46
P_{14v}	8262	420	13,77	6,46

V.5.5. Enveloppe de calcul des moments fléchissant

Pour le dimensionnement parasismique des voiles élancés en béton armé, le RPA 2024 recommande d'élaborer une courbe enveloppe du diagramme des moments issus de l'analyse structurelle. Ce procédé garantit un dimensionnement conservateur des armatures et la prise en compte des concentrations d'efforts conformément à la Figure 7.13 du RPA 2024.

L'enveloppe linéaire des moments fléchissant est construite en premier lieu conformément à l'article 7.7.4 et à la figure 7.13 du RPA 2024.

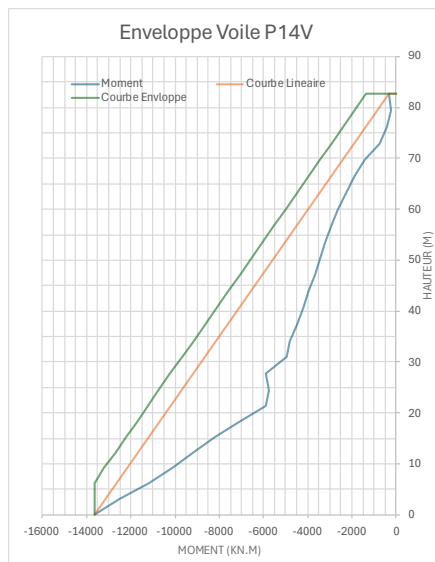


Figure V. 13 : Enveloppe de Moment du voile P14V sous la combinaison $G+\psi Q+E_2$.

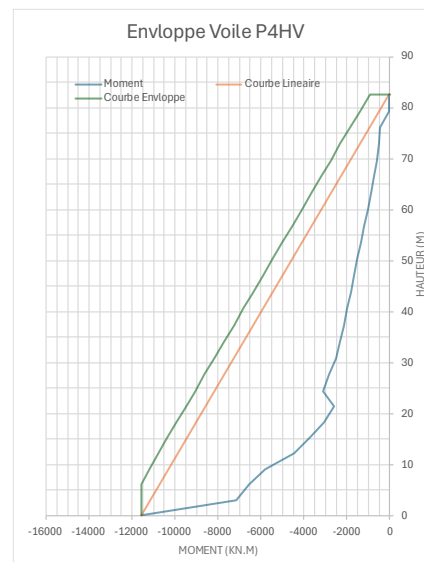


Figure V. 12 : Enveloppe de Moment du voile P4HV sous la combinaison $G+\psi Q+E_1$.

V.5.6. Exigences de ductilité pour la zone critique

- **Dimensions des éléments de rive confinés**

Selon l'article 7.7.4 du RPA 2024, les extrémités des voiles, désignées éléments de rive, doivent bénéficier d'un confinement adapté pour garantir un comportement ductile en cas de séisme. La zone confinée, de longueur l_c , s'étend depuis le bord du voile jusqu'à la position

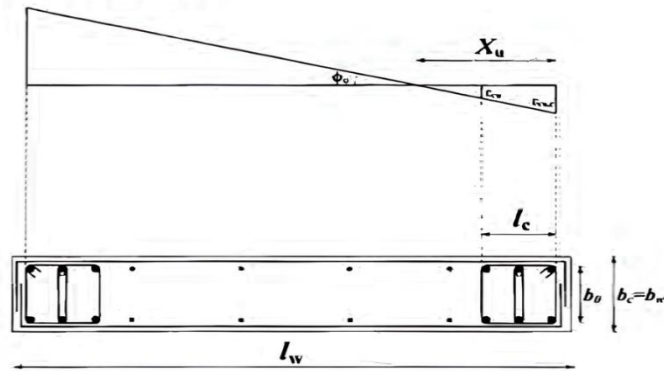


Figure V. 14 : Éléments de rive pour les voiles.

où la déformation unitaire du béton atteint la valeur limite $\epsilon_{cu}=3,5\%$ comme illustré sur la figure ci-dessous.

La longueur l_c doit vérifier la condition suivante :

$$l_c \geq \max(0,15l_w ; 1,5b_w)$$

Où :

- l_w est la longueur du voile ;
- b_w est la largeur de l'âme du voile.

Tableau V. 14 : Dimensions des éléments de rive confinés.

Voile	b_w (cm)	l_w (cm)	$\max(0,15l_w ; 1,5b_w)$ (cm)	l_c choisis (cm)
P_{4hv}	450	440	67,5	140
P_{14v}	450	420	67,5	100

L'épaisseur des parties confinées ne doit pas être inférieure à 200 mm. Selon la valeur de l_c , deux cas se présente :

- Si $l_c \leq \max(2b_w ; 0,2l_w)$ alors $b_c \geq \frac{h_e}{15}$
- Si $l_c > \max(2b_w ; 0,2l_w)$ alors $b_c \geq \frac{h_e}{10}$

Tableau V. 15 : Epaisseur minimale des éléments de rives confinés.

Voile	$\max(2b_w ; 0,2l_w)$	$l_c \leq \max(2b_c ; 0,2b_w)$	$b_c \geq$	b_c choisis
P_{4hv}	0.9	Non vérifié	$\frac{h_e}{10} = 0,306$	$b_c=b_w$
P_{14v}	0.9	Non vérifié	$\frac{h_e}{10} = 0,306$	$b_c=b_w$

V.5.7. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Le dimensionnement des armatures longitudinales s'effectue en considérant le voile soumis à une flexion composée (efforts normaux N et moments M). Le calcul qui suit concerne le scénario de charge le plus défavorable. Le moment fléchissant maximal utilisé pour le dimensionnement est prélevé directement sur l'enveloppe des moments, extraite de l'analyse globale de la structure.

Tableau V. 16 : Armatures longitudinales dans les éléments de rive.

Voile	M(KN.m)	N(KN)	$A_s(cm^2)$	$A_{smin}(cm^2)$	$A_s \text{ adoptée } (cm^2)$	Choix des barres
P_{4hv}	11587,31	-20895,40	0	31,5	32,17	16HA16
P_{14v}	13645,42	-12629,32	0	22,5	24,63	16HA14

$N (-)$: correspond à un effort de compression.

V.5.8. Armatures transversales dans les éléments de rive

Les barres verticales des éléments de rive doivent être confinées au moyen de cadres et/ou d'étriers horizontaux. L'espacement vertical de ces armatures transversales doit satisfaire la condition de l'équation 7.25 du RPA 2024 :

$$s_t \leq \min(b_0/3 ; 12,5\text{cm}; 6\varphi_l)$$

Où :

- φ_l : représente le diamètre minimal des armatures longitudinales dans les éléments de rive, avec $\varphi_l \geq 12 \text{ mm}$.

De plus, la distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20 cm.

Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurées dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile et présentes sur toute la hauteur de la zone confinée, doivent satisfaire :

$$A_t \geq 0,09s_t b_0 \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,3s_t b_0 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Où :

- b_0 : représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive ;
- $\frac{A_g}{A_c}$: représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

Tableau V. 17 : Armatures transversal de l'élément de rive.

Voile	$s_t(\text{cm})$	$A_g(\text{cm}^2)$	$A_c(\text{cm}^2)$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$A_t(\text{cm}^2)$	Choix des barres
P_{4hv}	8	8100	7020	35	500	3,02	6HA8
P_{14v}	8	4500	3900			2,01	4HA8

V.5.9. Ferrailage de l'âme du voile

• Aciers verticaux

Les armatures d'âme doivent être constituées de deux treillis de barres présentant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés entre eux par des étriers espacés d'environ 500 mm.

Le diamètre maximal des armatures d'âme doit respecter la condition suivante :

$$8\text{mm} \leq \phi_{\max} \leq \frac{b_w}{8}$$

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas dépasser 250 mm ni 25 fois le diamètre des barres ; on retient la valeur la plus faible de ces deux limites.

$$s_v \leq \min(25\phi_l, 25\text{cm})$$

Les barres verticales du dernier niveau doivent être équipées de crochets à leur extrémité supérieure. Pour toutes les autres barres, aucun crochet n'est requis, la liaison étant assurée par recouvrement.

Tableau V. 18 : Les aciers verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile.

Voile	$8\text{mm} \leq \phi_{\max} \leq \frac{b_w}{8}$	$\phi_{choisi}(\text{mm})$	$s_v \leq \min(25\phi_l, 25\text{cm})$	$s_v(\text{cm})$	Choix des barres
P_{4hv}	$8\text{mm} \leq \phi_{\max} \leq 56,25\text{mm}$	14	$s_v \leq 25$	20	16HA14
P_{14v}	$8\text{mm} \leq \phi_{\max} \leq 56,25\text{mm}$	14	$s_v \leq 25$	20	22HA14

• Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Cependant, en présence d'extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets, à condition que les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit conforme aux exigences réglementaires.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire l'équation (7.29) du RPA 2024 :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$$

Où :

- $\bar{V}$: effort tranchant de calcul. $\bar{V} = 1,4V$;
- V : effort tranchant issu de l'analyse ;
- z : distance entre les centres de gravité des armatures des extrémités confinés.

Tableau V. 19 : Armatures transversales de l'âme du voile.

Voile	$s(\text{cm})$	$V \text{ (KN)}$	$\bar{V}(\text{KN})$	$z \text{ (cm)}$	$f_e \text{ (MPa)}$	$A_h(\text{cm}^2)$	Choix des barres
P_{4hv}	20	1706,89	2389,65	260	500	3,39	3HA12
P_{14v}	16	6256,03	8758,45	320		9,05	8HA12

V.5.10. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique

La zone supérieure des voiles élancés est considérée comme une zone élastique devant résister aux sollicitations sismiques. Son dimensionnement peut donc être conduit selon les règles classiques du béton armé. Afin d'éviter toute plastification de cette zone, les sollicitations de calcul sont définies par l'enveloppe des moments fléchissant et/ou par l'effort tranchant amplifié.

Les dispositions suivantes doivent être respectées :

- Les barres verticales principales d'extrémité doivent être stabilisées contre le phénomène de flambement ;
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à leurs extrémités.

Effort de calcul :

Les tableaux suivants présentent les valeurs de calcul des efforts normaux N , des moments fléchissant M et des efforts tranchants V pour chaque niveau. Les valeurs de M correspondent aux moments extraits des courbes enveloppes obtenues par l'analyse globale de la structure.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Tableau V. 20 : Ferrailage longitudinal aux extrémités Voile P_{4hv} .

Story	Z(m)	N(KN)	M(KN.m)	$A_{smin}(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	Choix des barres
Terrasse	79,39	-498,83	2403,42	21	24,63	16HA14
Attique 02	76,16	-1062,75	2810,16	21	24,63	16HA14
Attique 01	72,93	-1765,06	3216,91	21	24,63	16HA14
ET 15	69,7	-2458,14	3623,65	21	24,63	16HA14
ET 14	66,47	-3154,86	4030,40	21	24,63	16HA14
ET 13	63,24	-3867,49	4437,15	21	24,63	16HA14
ET 12	60,01	-4594,77	4843,89	21	24,63	16HA14
ET 11	56,78	-5331,66	5250,64	21	24,63	16HA14
ET 10	53,55	-6073,99	5657,38	21	24,63	16HA14
ET 09	50,32	-6819,06	6064,13	21	24,63	16HA14
ET 08	47,09	-7565,91	6470,88	21	24,63	16HA14
ET 07	43,86	-8315,59	6877,62	21	24,63	16HA14
ET 06	40,63	-9071,43	7284,37	21	24,63	16HA14
ET 05	37,4	-9840,12	7691,11	21	24,63	16HA14
ET 04	34,17	-10640,83	8097,86	21	24,63	16HA14
ET 03	30,94	-11323,12	8504,60	21	24,63	16HA14
ET 02	27,71	-12280,96	8911,35	21	24,63	16HA14
ET 01	24,48	-13129,37	9318,10	21	24,63	16HA14
RDC	21,42	-14044,06	9703,43	21	24,63	16HA14
ES 01	18,36	-14876,61	10088,77	21	24,63	16HA14
ES 02	15,3	-15924,81	10474,11	24,5	24,63	16HA14
ES 03	12,24	-17041,08	10859,45	24,5	24,63	16HA14

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

ES 04	9,18	-18162,12	11244,79	28	32,17	16HA16
ES 05	6,12	-19475,59	Zone critique (déjà calculée) 32,17 16HA16			
ES 06	3,06	-20518,88				
ES 07	0,00	-20895,40				

Tableau V. 21 : Ferrailage longitudinal aux extrémités Voile P_{14v} .

Story	Z(m)	N(KN)	M(KN.m)	$A_{smin}(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	Choix des barres
Terrasse	79,39	-369,98	1875,50	15	18,09	16HA12
Attique 02	76,16	-673,49	2396,78	15	18,09	16HA12
Attique 01	72,93	-1273,48	2918,05	15	18,09	16HA12
ET 15	69,7	-1728,91	3439,33	15	18,09	16HA12
ET 14	66,47	-2190,32	3960,61	15	18,09	16HA12
ET 13	63,24	-2655,87	4481,89	15	18,09	16HA12
ET 12	60,01	-3124,21	5003,17	15	18,09	16HA12
ET 11	56,78	-3594,32	5524,45	15	18,09	16HA12
ET 10	53,55	-4065,77	6045,73	15	18,09	16HA12
ET 09	50,32	-4538,37	6567,01	15	18,09	16HA12
ET 08	47,09	-5012,01	7088,29	15	18,09	16HA12
ET 07	43,86	-5486,58	7609,56	15	18,09	16HA12
ET 06	40,63	-5961,86	8130,84	15	18,09	16HA12
ET 05	37,4	-6437,52	8652,12	15	18,09	16HA12
ET 04	34,17	-6912,32	9173,40	15	18,09	16HA12
ET 03	30,94	-7433,79	9694,68	15	18,09	16HA12

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

ET 02	27,71	-7896,14	10215,96	15	18,09	16HA12
ET 01	24,48	-8363,38	10737,24	15	18,09	16HA12
RDC	21,42	-8839,25	11231,08	15	18,09	16HA12
ES 01	18,36	-9254,42	11724,92	15	18,09	16HA12
ES 02	15,3	-9757,79	12218,77	17,5	18,09	16HA12
ES 03	12,24	-10260,32	12712,61	17,5	18,09	16HA12
ES 04	9,18	-10770,99	13206,45	20	24,63	16HA14
ES 05	6,12	-11440,33	Zone critique (déjà calculée) 24,63 16HA14			
ES 06	3,06	-12100,36				
ES 07	0,00	-12629,32				

N (-) : correspond à un effort de compression

Tableau V. 22 : Ferrailage horizontale de l'âme de voile au-dessus de la zone critique
voile P_{4hv} .

Story	Z(m)	V(KN)	$\bar{V}$ (KN)	s_h (cm)	A_h (cm ²)	Choix des barres	$A_{hadoptée}$ (cm ²)
Terrasse	79,39	-218,52	305,93	20	0,41	2HA10	1,01
Attique 02	76,16	-337,15	472,02		0,63	2HA10	1,01
Attique 01	72,93	-517,35	724,29		0,97	2HA10	1,01
ET 15	69,7	-543,47	760,86		1,01	2HA10	1,01
ET 14	66,47	-567,34	794,28		1,06	2HA10	2,26
ET 13	63,24	-595,98	834,37		1,11	2HA10	2,26
ET 12	60,01	-616,43	863,00		1,15	2HA10	2,26
ET 11	56,78	-632,57	885,59		1,18	2HA10	2,26
ET 10	53,55	-645,40	903,56		1,20	2HA10	2,26

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

ET 09	50,32	-655,70	917,99		1,22	2HA10	2,26
ET 08	47,09	-663,99	929,58		1,24	2HA10	2,26
ET 07	43,86	-670,63	938,88		1,25	2HA10	2,26
ET 06	40,63	-676,06	946,48		1,26	2HA10	2,26
ET 05	37,4	-681,11	953,55		1,27	2HA10	2,26
ET 04	34,17	-687,50	962,50		1,28	2HA10	2,26
ET 03	30,94	-683,70	957,19		1,28	2HA10	2,26
ET 02	27,71	-726,45	1017,03		1,36	2HA10	2,26
ET 01	24,48	-697,68	976,75		1,30	2HA10	2,26
RDC	21,42	-473,11	662,35		0,88	2HA10	2,26
ES 01	18,36	-734,49	1028,28		1,37	2HA10	2,26
ES 02	15,3	-818,94	1146,52		1,53	2HA10	2,26
ES 03	12,24	-815,91	1142,28		1,52	2HA10	2,26
ES 04	9,18	-987,31	1382,24		1,84	2HA10	2,26
ES 05	6,12	Zone critique (déjà calculée) 3HA12 3,39					
ES 06	3,06						
ES 07	0,00						

**Tableau V. 23 : Ferrailage horizontale de l'âme de voile au-dessus de la zone critique
voile P_{14v} .**

Story	Z(m)	V(KN)	$\bar{V}$ (KN)	s_h (cm)	A_h (cm ²)	Choix des barres	$A_{hadoptée}$ (cm ²)
Terrasse	79,39	608,84	852,38		0,85	2HA8	1,01
Attique 02	76,16	726,11	1016,56		1,02	2HA10	1,57
Attique 01	72,93	1347,65	1886,70		1,89	2HA12	2,26

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

ET 15	69,7	1704,78	2386,70	16	2,39	3HA12	3,39	
ET 14	66,47	2008,71	2812,20		2,81	3HA12	3,39	
ET 13	63,24	2273,28	3182,60		3,18	3HA12	3,39	
ET 12	60,01	2485,02	3479,02		3,48	4HA12	4,52	
ET 11	56,78	2656,05	3718,47		3,72	4HA12	4,52	
ET 10	53,55	2800,79	3921,11		3,92	4HA12	4,52	
ET 09	50,32	2932,80	4105,91		4,11	4HA12	4,52	
ET 08	47,09	3065,40	4291,57		4,29	4HA12	4,52	
ET 07	43,86	3210,69	4494,96		4,49	4HA12	4,52	
ET 06	40,63	3377,25	4728,15		4,73	5HA12	5,65	
ET 05	37,4	3580,52	5012,72		5,01	5HA12	5,65	
ET 04	34,17	3825,69	5355,97		5,36	5HA12	5,65	
ET 03	30,94	4048,61	5668,05		5,67	6HA12	6,79	
ET 02	27,71	4243,57	5941,00		5,94	6HA12	6,79	
ET 01	24,48	4573,00	6402,20		6,40	6HA12	6,79	
RDC	21,42	4352,39	6093,35		6,09	6HA12	6,79	
ES 01	18,36	5040,57	7056,79		7,06	7HA12	7,92	
ES 02	15,3	5885,67	8239,94		8,24	8HA12	9,05	
ES 03	12,24	5991,50	8388,10		8,39	8HA12	9,05	
ES 04	9,18	6345,84	8884,18		8,88	8HA12	9,05	
ES 05	6,12	Zone critique (déjà calculée) 8HA12 9,05						
ES 06	3,06							
ES 07	0,00							

• Aciers verticaux de l'âme de voile

Tableau V. 24 : Les aciers verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile.

Voile	$\phi(mm)$	$s_v(cm)$
P_{4hv}	14	20
P_{14v}	14	20

V.5.11. Conditions de ductilité locale

Selon l'article 7.7.5 de RPA2024, dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requise, ω_{wd} , dans les éléments de rive, doit respecter la condition ci-dessous :

$$\alpha\omega_{wd}=30\mu_{\phi}(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy.d}\frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{wd}=\frac{\text{Volume des armatures de confinement}}{\text{Volume du noyau en béton}}\cdot\frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Les coefficients de cette formule ainsi que leurs significations sont dans l'art 7.7.5

Tableau V. 25 : Vérification de la ductilité locale des voiles.

	Voile P _{4HV}	Voile P _{14V}
F_{yd}/F_{cd}	17,14	
$V_{nb} (cm^3)$	345	224
$V_{ac} (cm^3)$	49140	31200
ω_{wd}	0,1204	0,1231
$\omega_{wd} \geq 0,12$	Condition Vérifié	Condition Vérifié
α_n	0,8237	0,8660
α_s	0,8562	0,8615
α	0,7052	0,7461
$M_{ed}(kN.m)$	11587,3104	13 645,4239
$M_{rd}(kN.m)$	34 541	24 350
μ_{ϕ}	1,8754	3,8033

v_d	0,33	0,2075
ω_v	0,0586	0,0586
$\varepsilon_{sy,d}$	0,0025	
$\alpha\omega_{wd}$	0,0849	0,0918
$30\mu_\phi(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d}\frac{b_c}{b_0} - 0,035$	0,0281	0,0526
Condition de ductilité	Condition Vérifié	Condition Vérifié
$\chi_u(\text{cm})$	197,3110	128,96
ε_{cu}	0,0035	
$\varepsilon_{cu.c}$	0,0120	0,0127
$l_{c,calcul}(\text{cm})$	139,7034	93,37
$l_{c,calcul} > \max(0,15l_w ; 1,5b_w)$	Condition Vérifié	Condition Vérifié
$l_c \geq l_{c,calcul}$	Condition Vérifié	Condition Vérifié

V.5.12. Schémas de ferrailage des voiles

Les figures suivantes présentent la disposition complète des armatures des voiles P4HV et P14V, incluant les armatures de rive, d'âme et les cadres de confinement.

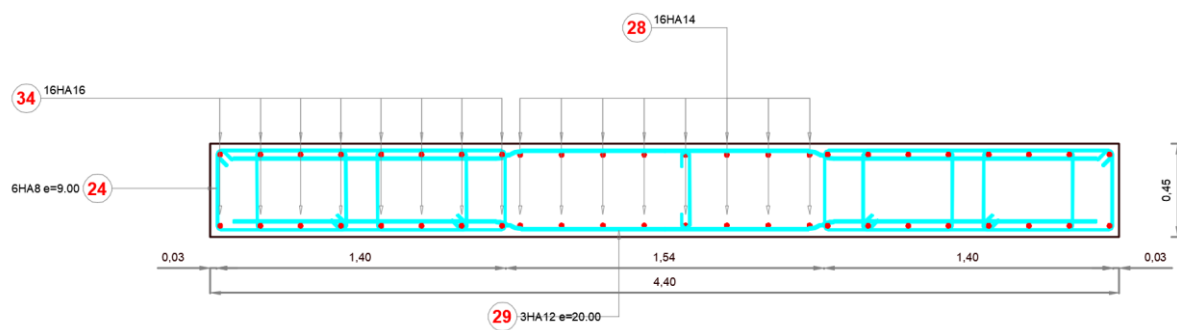


Figure V. 15 : Schéma de Ferrailage Voile P₄HV.

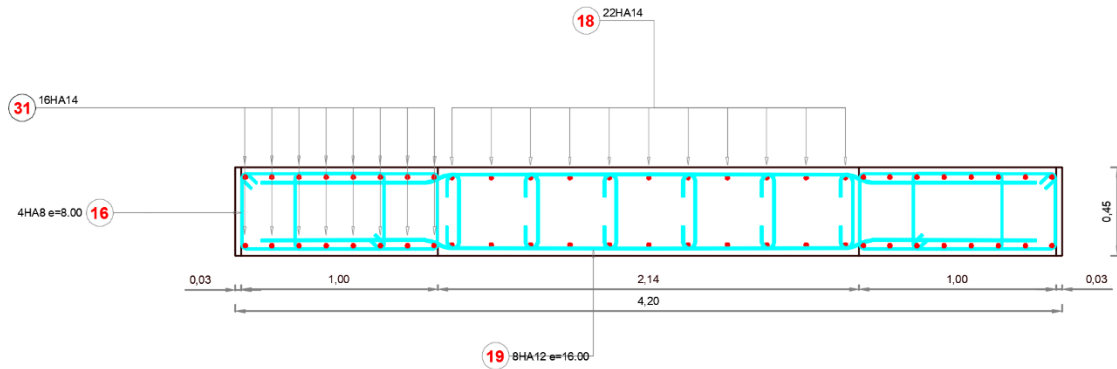


Figure V. 16 : Schéma de Ferrailage Voile P_{14V}.

V.6. ETUDE DES LINTEAUX

Les linteaux sont des éléments horizontaux en béton armé disposés au-dessus des ouvertures (portes, fenêtres) dans les voiles, assurant le transfert des charges de maçonnerie vers les appuis encadrants. Ils sont sollicités en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant. Selon l'intensité de la contrainte de cisaillement, deux modes de ferrailage sont possibles : un ferrailage classique ou un ferrailage diagonal par bielles. Le dimensionnement est réalisé conformément aux prescriptions du RPA 2024, en vérifiant les conditions de résistance au cisaillement et les minimums réglementaires d'armatures.

V.6.1. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Le RPA 2024 impose une restriction de la contrainte de cisaillement dans le béton, définie par l'équation suivante :

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28}$$

Où :

$$V = \frac{\bar{V}}{b_w d}$$

Avec :

- $\bar{V} = 1.4 V_u$
- b_w : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute

Tableau V. 26 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes de linteau.

Linteaux	V_u (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
S ₃	504,0591	2.13	7	Vérifié

V.6.2. Calcul de Ferrailage de linteau

Deuxième cas : $\tau_b > 0.06f_{c28}$

Tableau V. 27 : Vérification le cas de ferrailage de linteau.

Linteaux	V_u (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
S ₃	504,0591	2,13	2.1	Non vérifié

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums règlementaires. Les efforts (M, V) sont repris par des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales, de section A_D .

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec :

$$\tan \alpha = \frac{z}{l} = \frac{h - 2d'}{l}$$

h : hauteur totale de la section du linteau ;

d' : distance d'enrobage ;

l : portée du linteau ;

V = V_{calc} (sans majoration).

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h - 2d'}{l} \right) = 30,33^\circ$$

Et donc

$$A_D = 9,98 \text{ cm}^2 \cong 10 \text{ cm}^2$$

Calcul des ferrailages suivant les minimums règlementaires du RPA 2024 article 7.7.3

- **Aciers longitudinaux :**

$$(A_l, A'_l) \geq 0.0025 b_w \cdot h$$

$$(A_l, A'_l) \geq 9.225 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

Pour $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$

$$A_t \geq 0.0015 b_w \cdot s$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Pour $\tau_b > 0.025f_{c28}$

$$A_t > 0.0025 b_w \cdot s$$

Pour un A_t supposer $2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

On calcule l'espacement s ou on distingue deux sous cas

Premier sous-cas : linteaux longs $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$

$$s \leq \frac{A_t f_e z}{\bar{V}}$$

Deuxième sous-cas : linteaux courts $\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$

$$s \leq \frac{A_t f_e z}{\bar{V}}$$

On a

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{2}{1.23} = 1.63 > 1 \Rightarrow \text{Premier sous cas}$$

Donc

$$s \leq \frac{A_t f_e z}{\bar{V}}$$

Avec : $z = h - 2d'$

Où :

s : espacement des cours d'armatures transversales ;

A_t : section d'un cours d'armatures transversales :

$\bar{V}$: effort tranchant, dans la section considérée égal a $(1.4 V_u)$;

l : portée du linteau.

$$s \leq 13,02 \text{ cm}$$

On prend $s = 12 \text{ cm} \leq \frac{h}{4} = 30,75 \text{ cm}$

On a $\tau_b = 2,1 \text{ MPa} > 0.025f_{c28} = 0.875 \text{ MPa}$

$$A_t > 0.0025 b_w \cdot s$$

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.9 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en section courante (armatures de peau) :**

Les armatures longitudinales inter médiaires ou de peau A_c (2 nappes) doit être au total d'un minimum égal a 0.20%.

$$A_c > 0.2\% b_w h$$

$$A_c > 7,38 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Et pour la longueur d'ancrage dans le voile

$$\text{longueur d'ancrage} \geq \frac{h}{4} + 50\phi = 130,75\text{cm}$$

On prend 135cm

Tableau V. 28 : Récapitulatif du ferrailage du Linteau.

	Aciers longitudinaux	Armatures transversales	Armatures en section courante	Armatures diagonales
Sections calculer	$(A_l, A'_l) \geq 9.225 \text{ cm}^2$	$\begin{cases} A_t > 0.9 \text{ cm}^2 \\ s \leq 13,02 \text{ cm} \end{cases}$	$A_c > 7,38 \text{ cm}^2$	$A_D \cong 10 \text{ cm}^2$
Ferrailage Adoptée	3HA20 (9.42 cm^2)	$\begin{cases} A_t = 2HA10 (1,57 \text{ cm}^2) \\ s = 12 \text{ cm} \end{cases}$	6HA14 (9.24 cm^2)	6HA16 (12.06 cm^2)

V.6.3. Schéma de ferrailage du linteau

La figure suivante illustre la disposition des armatures longitudinales, transversales, diagonales et de peau du linteau étudié.

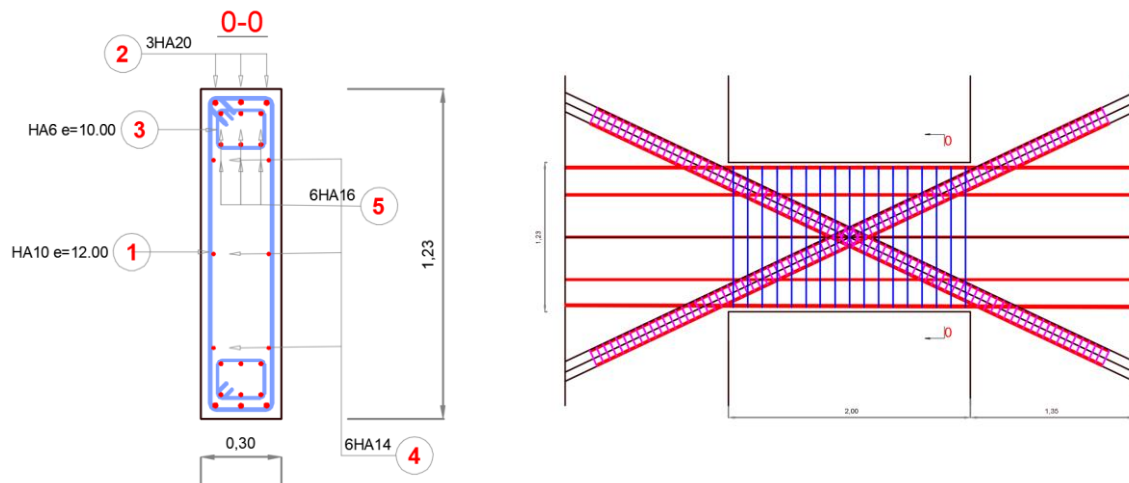


Figure V. 17 : Schema de Ferrailage de Linteau.

V.7. CONCLUSION

Le dimensionnement des éléments structuraux (dalles, poutres, poteaux, voiles et linteaux) a été réalisé conformément au CBA 93 et aux exigences de résistance et de ductilité du RPA 2024. Le calcul rigoureux et itératif a permis de déterminer le ferrailage requis en tenant compte des sollicitations internes (moment fléchissant, effort tranchant, effort normal) issues de l'analyse dynamique. Les sections, la répartition des aciers, les ancrages, les recouvrements et les cadres transversaux ont été définis selon les normes en vigueur, en particulier dans les zones critiques sismiques.

À l'issue de cette conception optimisée, toutes les vérifications réglementaires sont satisfaites, garantissant la résistance, la stabilité et la sécurité de la structure face aux actions sismiques, tout en assurant une optimisation rationnelle des armatures.

CHAPITRE VI :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION

Avant tout projet de construction, la réalisation d'une étude géotechnique du site est indispensable. Celle-ci permet de déterminer la profondeur du sol porteur ainsi que sa capacité portante, et d'orienter le choix du type de fondation le plus adapté à la structure (fondations superficielles, semi-profondes ou profondes).

Élément essentiel de l'ouvrage, la fondation est en contact direct avec le sol et assure la transmission des charges de la superstructure. Elle joue ainsi un rôle déterminant dans le comportement global et la stabilité de l'ouvrage.

Pour les constructions de grande envergure (immeubles élevés, silos, hôpitaux, centres commerciaux, etc.), tel que le cas de la structure étudiée, le recours à un radier constitue souvent la solution la plus appropriée. Celui-ci permet de solidariser l'ensemble des appuis, d'éviter l'emploi de semelles isolées multiples souvent encombrantes ou surdimensionnées, et d'assurer une meilleure répartition de contraintes au sol.

VI.2. RADIER

VI.2.1. Définition du radier

Le radier est une dalle en béton armé, continue sur l'ensemble de l'emprise du bâtiment, qui assure la fonction de fondation pour toute la construction (voir Figure VI.1). Il peut comporter, selon les besoins architecturaux ou structuraux, des débords ou consoles extérieures.

VI.2.2. Mode de fonctionnement

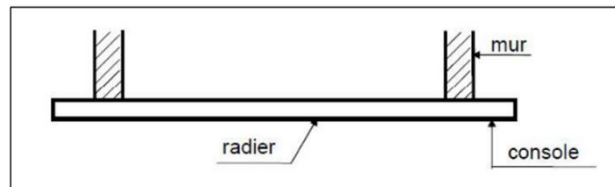


Figure VI. 1 : Radier avec débord.

Le radier est soumis à deux types principaux d'actions mécaniques :

- Une action descendante, correspondant au poids propre de la superstructure ainsi qu'aux charges extérieures (exploitation, neige, vent, etc.).
- Une action ascendante, représentée par la réaction du sol, généralement répartie sur l'ensemble de la surface du radier.

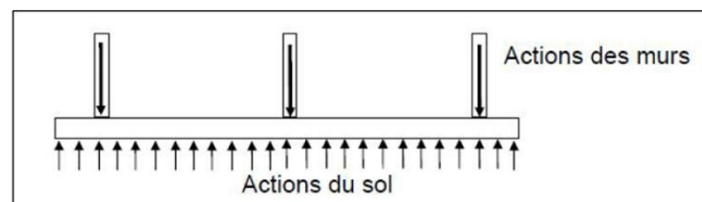


Figure VI. 2 : Actions supportées par le radier.

Le radier se comporte mécaniquement comme un plancher inversé, avec des sollicitations de flexions qui varient selon les zones (sous les éléments verticaux et en travées). Ces zones nécessitent un dimensionnement soigné et un renforcement par armatures longitudinales appropriées pour assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

VI.3. CARACTERISTIQUES DU SITE D'ASSISE

D'après le rapport de sol les résultats obtenus sont :

- Site classé dans la catégorie S3 (site meuble).
- Taux de travail admissible de sol $q_{adm} = 5$ bars.

VI.4. MODELISATION DE RADIER

La modélisation du radier a été réalisée pour représenter fidèlement son comportement structural et sa participation à la transmission des charges vers le sol. Dans le modèle numérique, le radier est considéré comme une dalle continue couvrant toute l'emprise du bâtiment, ce qui permet d'analyser la répartition des efforts, les moments fléchissant et les déformations sous l'action des charges.

Des conditions aux limites ont également été introduites sous forme d'appuis bloquant les déplacements horizontaux U_x et U_y , appliqués aux coins du radier ainsi qu'aux coins supérieurs correspondant aux extrémités du niveau de sous-sol, afin de mieux reproduire le confinement latéral du sol et le comportement global de l'ouvrage. La composante verticale quant à elle a été mobilisée par des ressorts simulant la rigidité verticale du sol.

Cette modélisation offre ainsi une base fiable pour le dimensionnement et le ferrailage du radier.

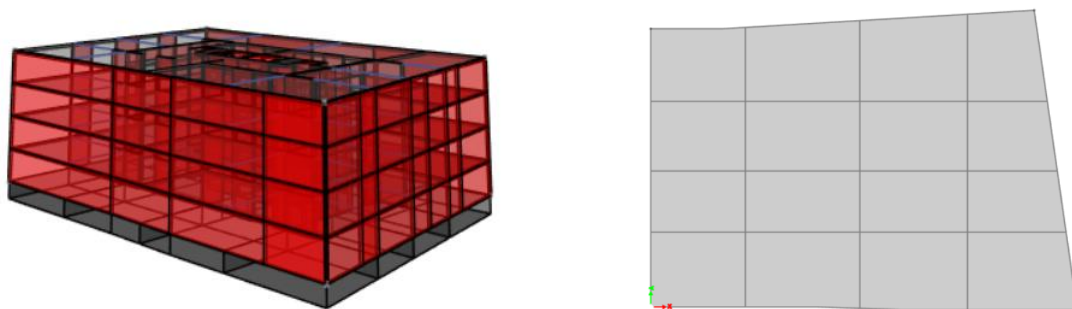


Figure VI. 3 : modalisation de l'infrastructure

VI.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER

Les données propres au radier sont :

- Surface : 1051,37 m²
- Longueur : 134,18m
- Epaisseur : 1,6m
- Ancrage : 13,84m

VI.6. VERIFICATION

VI.6.1. Condition de cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

Où :

b_0 : désigne la largeur de l'âme ;

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

Selon l'article A.5.2.1.1 de CBA93, lorsque la fissuration est jugée préjudiciable ou très préjudiciable la contrainte τ_u doit être limitée à la valeur indiquée ci-dessus :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right]$$

Tableau VI. 1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Direction	V_u (KN)	τ (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
X	2911,916	2,02	3	Vérifié
Y	3688,759	2,56	3	Vérifié

VI.6.2. Vérification de poinçonnement

Le poinçonnement se traduit par l'arrachement localisé d'un volume de béton de forme tronconique, généralement incliné d'environ 45°, au droit des zones de forte concentration d'efforts, notamment sous les appuis ponctuels tels que les poteaux. Il s'agit d'un mode de rupture fragile, susceptible de compromettre la sécurité de la structure. Afin d'évaluer le risque de poinçonnement dans une dalle ou un radier, le règlement algérien CBA, à l'article A5.2.4.2, recommande de vérifier la condition suivante :

$$P_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : La charge à l'ELU du voile ;

μ_c : Périmètre du pourtour ou voile cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier ;

$$\mu_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

a et b : dimensions en plan du poteau ou de voile ;

h : épaisseur de radier.

➤ Vérification de poinçonnement sous voile

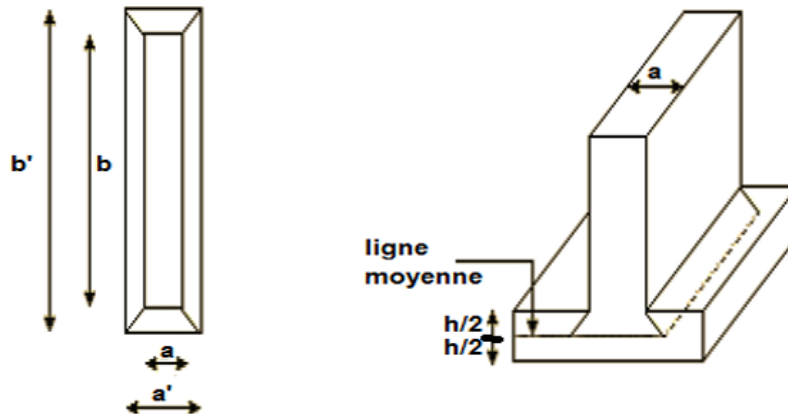


Figure VI. 4 : Schéma de transmission des charges sur le radier sous voile.

Tableau VI. 2 : Impact du voile sur la dalle du radier.

P_u	11915,38KN=10.915MN
a	0,35m
b	2,4m
h	1,6m
μ_c	11,9m
$0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	19,99 MN
Vérification	Condition vérifié

VI.6.3. Vérification des contraintes dans le sol

➤ ELS

Les contraintes verticales transmises au sol à l'État Limite de Service (ELS) ont été extraites directement à partir des résultats de la modélisation réalisée sous ETABS. Le logiciel permet ainsi d'évaluer avec précision la répartition des efforts sur l'ensemble du radier. Les valeurs obtenues ont ensuite été comparées à la contrainte admissible du sol afin de vérifier la compatibilité entre les sollicitations transmises et la capacité portante du terrain en service.

Tableau VI. 3 : Vérification des contraintes dans le sol à l'ELS.

σ (bar)	$\sigma_{admissible}$ (bar)	Conditions
4,76	5	Vérifié

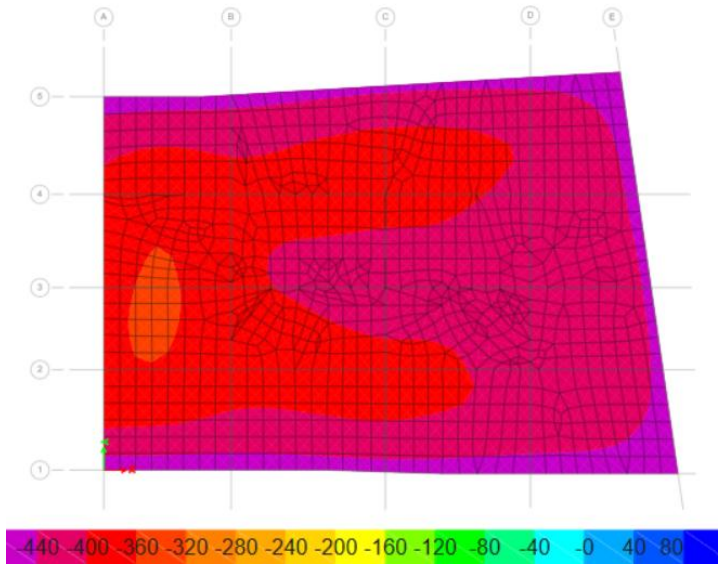


Figure VI. 5 : Les contraintes dans le sol à l'ELS.

➤ Combinaison accidentelle

Conformément aux dispositions de l'article 5.7 du RPA 2024, la vérification de la stabilité des fondations doit être effectuée en se référant aux prescriptions et exigences énoncées dans le Chapitre 10. Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux, telles que les longrines de fondation, les semelles filantes ou les radiers, la justification de la stabilité est réalisée en considérant la combinaison d'actions suivante :

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm 1,4E_1 \\ G + \psi Q \pm 1,4E_2 \end{cases}$$

Tableau VI. 4 : Vérification des contraintes dans le sol à l'ELA.

Combinaison	σ (bar)	$1.5 \sigma_{admissible}$ (MPa)	Conditions
$G + \psi Q \pm 1,4E_1$	5,59	7,5	Vérifié
$G + \psi Q \pm 1,4E_2$	5,83	7,5	Vérifié

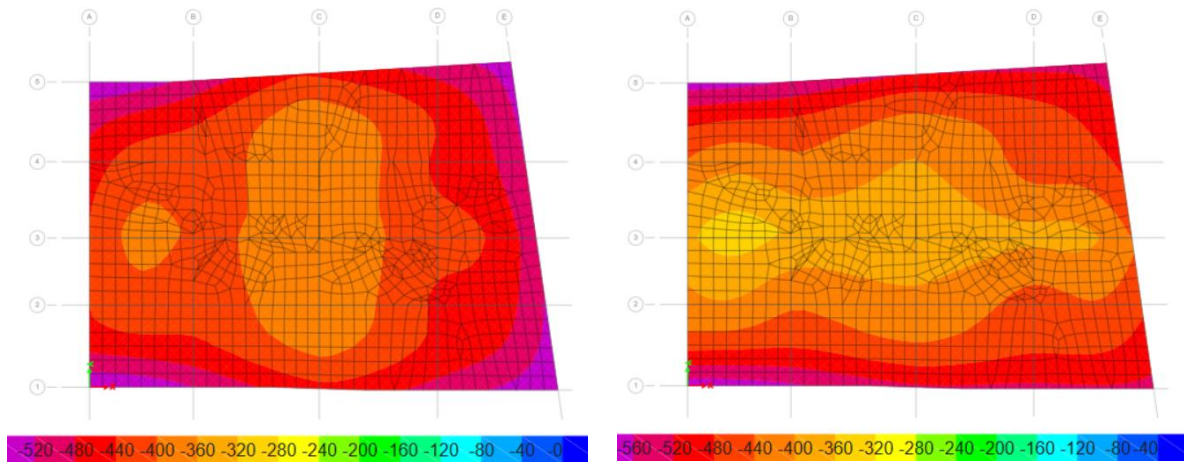


Figure VI. 6 : Les contraintes dans le sol par les combinaisons $G + \psi Q \pm 1,4E_1$ et $G + \psi Q \pm 1,4E_2$ respectivement.

➤ **ELU :**

Conformément aux prescriptions réglementaires en vigueur, le dimensionnement des fondations à l'État Limite Ultime (ELU) est réalisé en considérant les combinaisons d'actions les plus défavorables. Ces combinaisons permettent de vérifier la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis de la résistance du sol et des éléments de fondation, en tenant compte des coefficients de majoration applicables aux différentes actions.

Tableau VI. 5 : Vérification des contraintes dans le sol à l'ELU.

σ (bar)	$1.5\sigma_{admissible}$ (bar)	Conditions
6,53	7,5	Vérifié

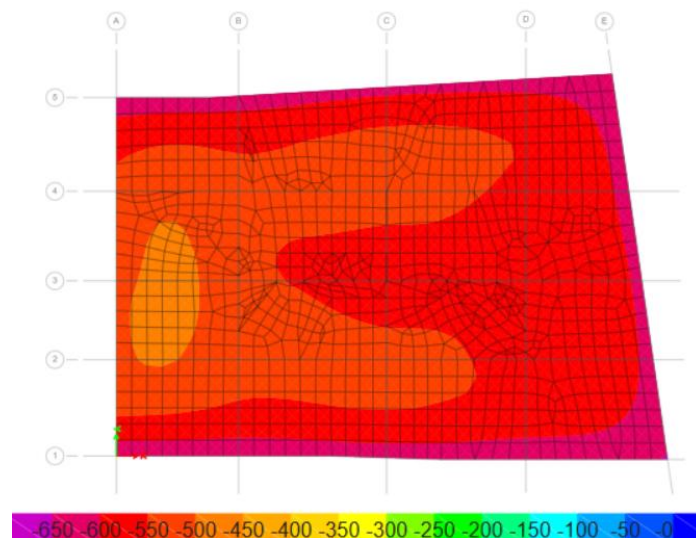


Figure VI. 7 : Les contraintes dans le sol à l'ELU.

VI.7. FERRAILLAGE DE RADIER

Le calcul du ferrailage a été établi selon le même principe que celui utilisé pour les dalles, en s'appuyant sur les efforts internes obtenus à partir de la modélisation et sur les vérifications aux états limites. Cette démarche permet de déterminer les armatures nécessaires afin d'assurer la résistance, la sécurité et le bon comportement de l'élément étudié.

➤ En travée

$$|M_f| < 2900 \text{ KN.m}$$

Le moment fléchissant en travée, relevé sur l'ensemble des dalles, reste inférieur à 2900 KNm. Un ferrailage de base de 10HA25 par mètre de dalle est adopté dans les deux directions (sens X et sens Y), avec un espacement de 10 cm. Dans les zones où les sollicitations sont localement plus élevées, un renforcement est prévu par l'ajout d'une nappe complémentaire de 10HA25.

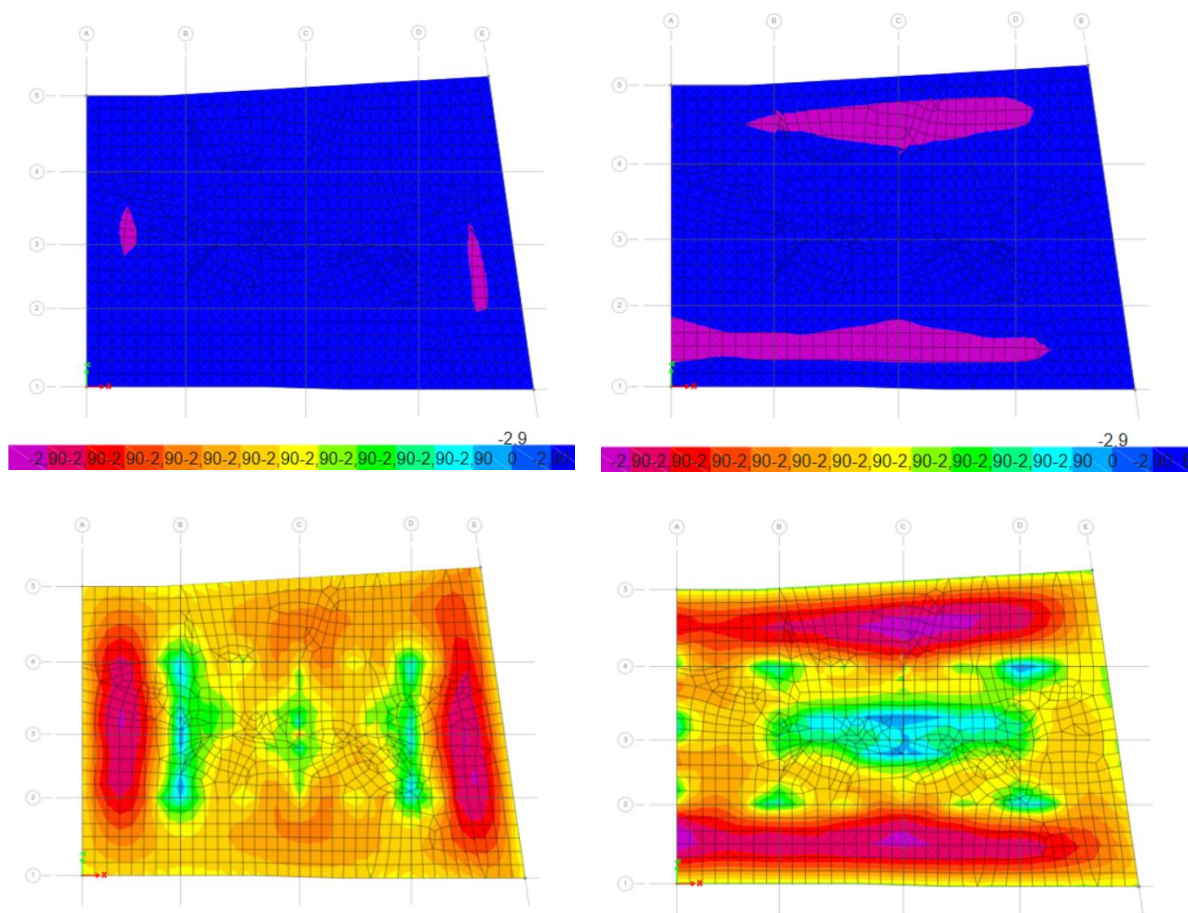


Figure VI. 8 : moments en Dalle sous Combinaison ELU.

➤ En appui

$$|M_f| < 3400 \text{ KN.m}$$

Le moment fléchissant en appui, relevé sur l'ensemble des dalles, est globalement inférieur à 3400 kNm. Un ferrailage de base de 10T25 par mètre de dalle est également adopté dans les deux directions (sens X et sens Y), avec un espacement de 10 cm. Dans les zones où les sollicitations sont plus élevées, un renforcement est assuré par l'ajout d'une nappe complémentaire de 2HA20.

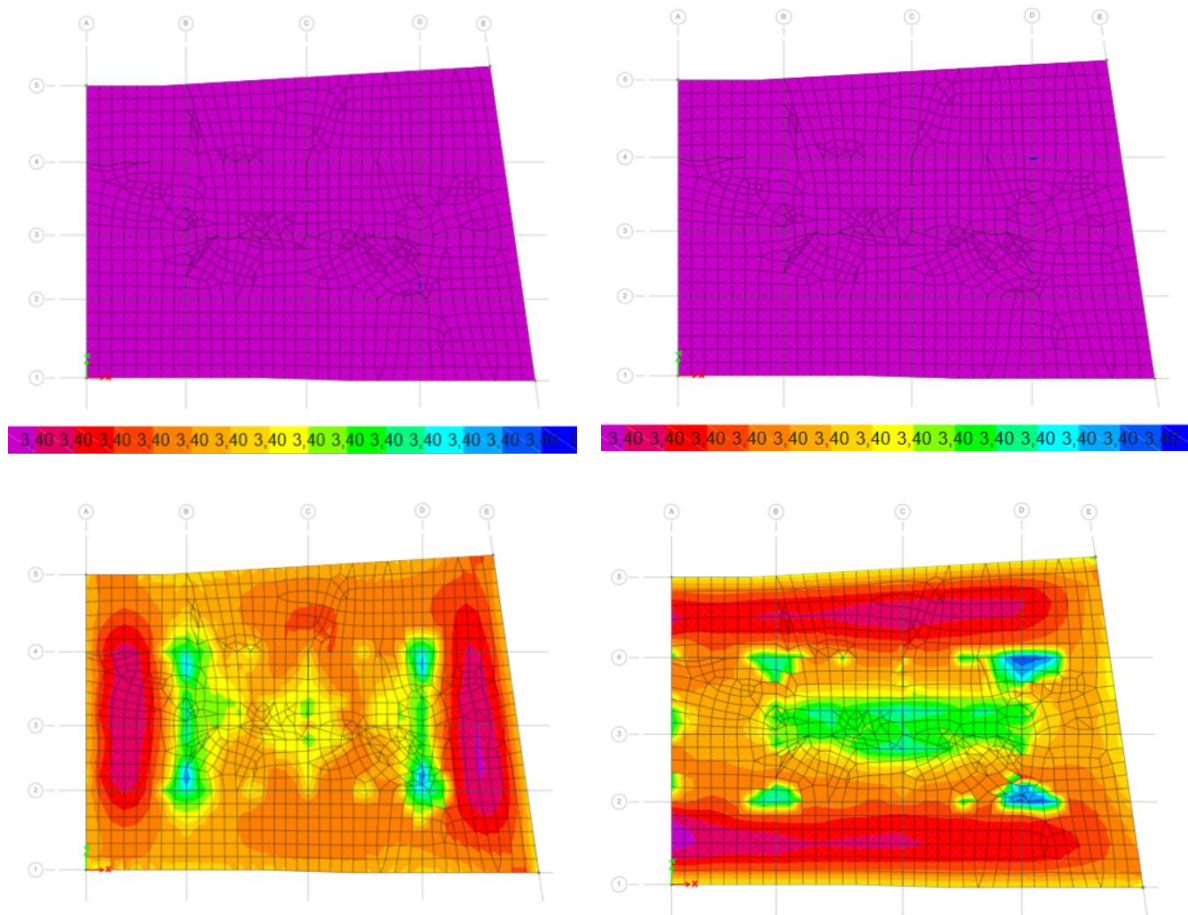
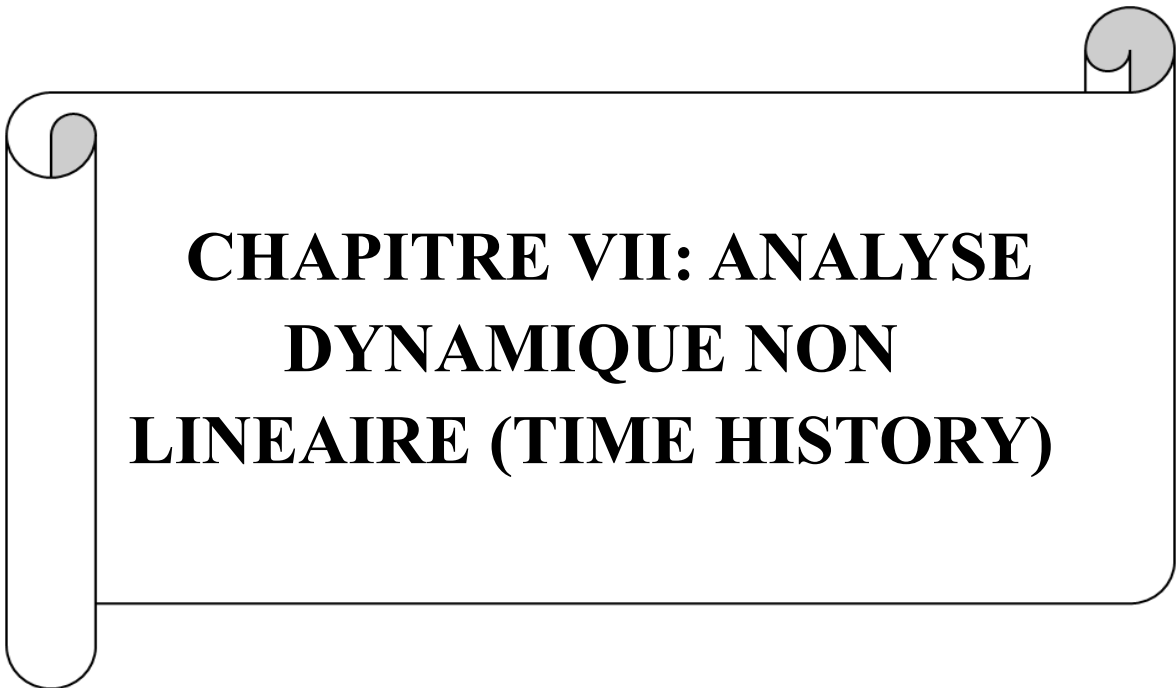


Figure VI. 9 : moments en Dalle sous Combinaison ELA.

VI.8. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure a permis de retenir une solution de fondation adaptée au site et à l'ouvrage. Le radier assure une bonne reprise des charges, limite les tassements et garantit la stabilité de la structure.

A decorative graphic of a scroll, with the title text centered within its body. The scroll has a vertical left edge and rounded right corners, with small circular details at the top and bottom left corners.

CHAPITRE VII: ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE (TIME HISTORY)

VII.1. INTRODUCTION

Les structures de génie civil sont soumises, tout au long de leur cycle de vie, à des actions dynamiques exceptionnelles parmi lesquelles les séismes constituent une menace majeure. Face à ces sollicitations extrêmes, la question fondamentale qui se pose à l'ingénieur n'est plus simplement : « La structure va-t-elle résister ? », mais bien : « Comment va-t-elle se comporter, et jusqu'où peut-elle aller avant de s'effondrer ? »

Pendant de nombreuses années, le dimensionnement parasismique s'est principalement appuyé sur des méthodes d'analyse linéaire élastique. Ces approches supposent une relation proportionnelle entre les forces appliquées et les déplacements induits :

$$F=k \times u$$

Où

F : représente la force appliquée ;

K : la rigidité de la structure ;

U : le déplacement généré.

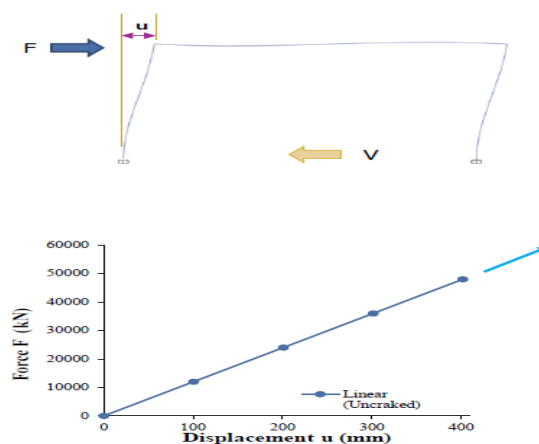


Figure VII. 1 : Réponse supposée d'un modèle supposé.

Bien que ces méthodes soient simples et efficaces pour les charges de service courantes, elles deviennent insuffisantes lorsque la structure est soumise à des séismes sévères capables de provoquer des comportements inélastiques importants tels que la fissuration du béton, la plastification des armatures, la dégradation de rigidité ou encore la formation de rotules plastiques.

Les grands séismes modernes, notamment le « Northridge earthquake, $M_w=6.7$ », le « Great Hanshin earthquake, $M_w=6.8$ » et le 2011 « Christchurch earthquake, $M_w=6.3$ », ont démontré que plusieurs bâtiments conformes aux règlements pouvaient éviter l'effondrement tout en subissant des dommages structurels et non structurels considérables, rendant parfois les bâtiments inutilisables ou économiquement irréparables. Ces événements ont mis en évidence

les limites des approches traditionnelles et ont conduit à l'émergence d'une nouvelle philosophie de conception : la conception parasismique basée sur la performance (Performance-Based Seismic Engineering – PBSE), développée notamment à travers la méthodologie FEMA P-58 [16].

La modélisation non linéaire est nécessaire pour les structures élancées (tel que les immeubles de grandes hauteurs IGH), la conception basée sur la performance, l'évaluation de bâtiments existants et les structures irrégulières. Elle permet de représenter le comportement inélastique (fissuration, plastification, endommagement) et de prédire les niveaux de dommages, dérive résiduelle et probabilité d'effondrement selon les niveaux de performances IO, LS, CP (ASCE 41). Cependant, cette approche exige des compétences avancées, un temps de calcul important et une définition précise des propriétés des matériaux, ce qui limite son usage en pratique courante [17].

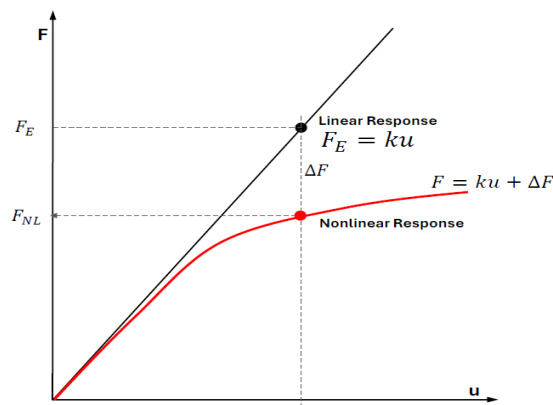


Figure VII. 2 : Réponse réelle d'une structure réelle.

Dans ce contexte, l'Analyse Dynamique Non Linéaire (ADNL) apparaît comme l'outil le plus adapté pour représenter le comportement réel des structures soumises aux séismes. Cette méthode consiste à résoudre directement les équations du mouvement dans le domaine temporel en tenant compte des différentes propriétés de non linéarités. Elle permet ainsi de simuler l'évolution des dommages, la formation des zones plastiques, la dissipation d'énergie et les mécanismes de ruine éventuels avec un niveau de réalisme bien supérieur aux approches linéaires conventionnelles.

Ce chapitre constitue une initiation à l'analyse dynamique non linéaire appliquée aux structures en béton armé. L'objectif principal est de mettre en évidence la réponse réelle de la structure face à des séismes enregistrés, à travers l'utilisation d'accélérogrammes représentatifs. Cette approche vise essentiellement à visualiser et à interpréter le comportement dynamique et inélastique de la structure sous l'action sismique, plutôt qu'à approfondir les développements théoriques et les méthodes avancées de modélisation non linéaire.

VII.2. LIMITES DE L'ANALYSE LINEAIRE ET NECESSITE DE L'APPROCHE NON LINEAIRE

L'analyse linéaire élastique présente plusieurs limites fondamentales face aux charges sismiques :

- Elle ne peut pas décrire la redistribution des efforts après plastification d'une section ou d'un nœud.
- Elle surestime ou sous-estime les déformations réelles selon les caractéristiques dynamiques de la structure et du signal sismique.
- Elle est aveugle à la ductilité : elle ne distingue pas une structure qui plastifie de manière ordonnée et ductile d'une structure fragile dont l'effondrement est imminent.
- Elle ne rend pas compte des mécanismes de ruine (formation de rotules plastiques, dégradation de résistance, effets P-Delta couplés à la plasticité).

À l'inverse, l'analyse non linéaire intègre la réalité physique du comportement des matériaux et des éléments structuraux. Elle modélise :

- La non-linéarité des matériaux : la loi contrainte-déformation de l'acier (écrouissage, palier plastique) et du béton (fissuration, écrasement).
- La non-linéarité de section : l'interaction des efforts internes tel que l'effort axiale-moments (P-M2-M3).
- La non-linéarité géométrique : les effets du second ordre (P-Delta) qui peuvent conduire à l'instabilité sous grands déplacements.
- La non-linéarité des conditions aux limites : tel que l'interaction sol-structure afin de modéliser les soulèvements de fondations, les chocs entre bâtiments adjacents, les isolateurs sismiques, etc... [18].

VII.3. LES SOURCES DE NON LINEARITE

Selon les sources, la non-linéarité peut apparaître à chaque niveau de la hiérarchie structurelle, allant du matériau jusqu'à la structure globale. On identifie généralement quatre sources principales de non-linéarité [17] :

Tableau VII. 1 : Les différents types de non-linéarité.

Type de non-linéarité	Description	Comportement principal	Méthodes de modélisation	Importance en analyse sismique
Non-linéarité des matériaux (Material Nonlinearity)	Elle concerne le comportement physique intrinsèque des matériaux constituant la structure.	Plastification de l'acier, fissuration et écrasement du béton, dégradation des matériaux sous chargement cyclique.	Modèles de fibres (Fiber Models), coques multicouches (Layered Shells), lois contrainte-	Permet de représenter le comportement réel des matériaux après dépassement

CHAPITRE VII: ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE (TIME HISTORY)

			déformation non linéaires.	du domaine élastique.
Non-linéarité de section (Section Nonlinearity)	Elle traduit la réponse globale d'une section transversale soumise à des sollicitations combinées.	Relation moment–courbure, interaction effort axial–moment (P–M), formation de rotules plastiques.	Rotules plastiques (Plastic Hinges), sections fibrées (Fiber Sections).	Essentielle pour évaluer la capacité de dissipation d'énergie et la ductilité des éléments structuraux.
Non-linéarité géométrique (Geometric Nonlinearity)	Elle apparaît lorsque les déformations modifient la configuration initiale et l'équilibre de la structure.	Effets P- Δ instabilité globale de la structure, et P- δ , pour le flambement local des éléments comprimés.	Analyse géométriquement non linéaire, prise en compte des grands déplacements et des effets du second ordre.	Très importante pour la stabilité globale ; peut conduire à l'effondrement en cas d'amplification excessive des déplacements.
Non-linéarité des limites ou de contact (Boundary/Contact Nonlinearity)	Elle concerne les conditions aux limites et les dispositifs spéciaux influençant la réponse dynamique.	Ouverture/fermeture de joints, friction, comportement des isolateurs sismiques, amortisseurs et interaction sol–structure.	Éléments Link, ressorts non linéaires, éléments de contact.	Permet de modéliser le comportement réel des appuis et des dispositifs de protection sismique.

VII.4. APPROCHES NUMERIQUES DE L'ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE

Deux principales méthodes de résolution sont disponibles pour réaliser une analyse temporelle non linéaire. Le choix de la méthode influence directement la précision des résultats, le temps de calcul ainsi que la capacité du modèle à représenter les phénomènes non linéaires complexes [18].

Les méthodes les plus utilisées sont :

VII.4.1. FNA (Fast Nonlinear Analysis - Analyse Non Linéaire Rapide)

VII.4.1.1. Principe de base

La méthode FNA est une approche hybride modale-temporelle développée spécifiquement par CSI pour permettre une analyse dynamique non linéaire rapide et efficace. Elle repose sur le principe suivant : la non-linéarité est isolée et concentrée dans des éléments liens (link éléments) discrets, tandis que le reste de la structure est traité comme élastique linéaire et résolu par superposition modale avec les vecteurs de Ritz.

Concrètement, l'équation du mouvement est réécrite de manière à séparer les forces non-linéaires f_{NL} des forces élastiques linéaires :

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{p(t)\} - \{f_{NL}(t)\}$$

Le terme $\{f_{NL}(t)\}$, contenant la contribution des éléments non linéaires (rotules plastiques modélisées comme liens, isolateurs, amortisseurs), est traité comme une charge externe itérative à chaque pas de temps, tandis que $[K]$ reste la rigidité élastique initiale constante [18].

VII.4.1.2. Avantages de la FNA

La FNA s'exécute significativement plus vite que la méthode d'intégration directe. Elle est particulièrement adaptée aux structures dont la non-linéarité est localisée et bien définie à l'avance (rotules plastiques, isolateurs sismiques, amortisseurs visqueux). C'est pourquoi elle est idéale pour les analyses avec un grand nombre de cas de chargement ou d'accélérographes [18].

VII.4.2. DIM (Direct Integration Method - Méthode d'Intégration Directe)

VII.4.2.1. Principe de base

La méthode d'Intégration Directe (DIM) est la méthode la plus rigoureuse et la plus générale. Elle résout l'équation du mouvement complète pas à pas dans le temps, sans aucune décomposition modale préalable :

$$[M]\{\ddot{u}_i\} + [C]\{\dot{u}_i\} + \{f_s(\ddot{u}_i, \dot{u}_i)\} = \{p_i\}$$

À chaque pas de temps i , la matrice de rigidité tangente $[K_T]$ est recalculée en fonction de l'état inélastique actuel de tous les éléments, puis le système est résolu itérativement par la méthode de Newton-Raphson modifiée jusqu'à convergence. Cette approche capture fidèlement toutes les non-linéarités simultanément, sans aucune hypothèse de linéarité partielle [18].

VII.4.2.2. Avantages de la DIM

La DIM est la méthode de référence pour les structures dont la non-linéarité est diffuse (plastification de nombreux éléments simultanément), ou dont le comportement post-élastique implique une dégradation significative de rigidité et de la résistance. Elle est applicable quelle que soit la modélisation des rotules (intégrées ou en liens), et ne nécessite aucune base modale préalable. L'amortissement proportionnel à la rigidité est mieux modélisé dans les éléments longs, ce qui est une considération importante pour la DIM [18].

VII.4.3. Choix de la méthode FNA pour ce cas d'étude

La méthode FNA (Fast Nonlinear Analysis) a été choisie pour cette étude en raison de sa rapidité de calcul et de sa capacité à représenter le comportement non linéaire sous sollicitations sismiques, tout en restant adaptée aux objectifs de l'analyse.

Par rapport à la méthode d'Intégration Directe (DIM), plus générale mais beaucoup plus coûteuse en temps de calcul, la FNA présente l'avantage d'être plus efficace lorsque les non-linéarités sont localisées. Dans ce cas d'étude, elle permet donc un bon compromis entre précision et temps de calcul.

VII.5. LES PRINCIPALES METHODES DE MODELISATION NON LINEAIRE DES STRUCTURES

Dans l'analyse dynamique non linéaire, plusieurs approches de modélisation sont utilisées afin de représenter le comportement inélastique des éléments structuraux sous chargements sismiques. Le choix de la méthode dépend principalement du niveau de précision recherché, de la complexité de la structure et des ressources de calcul disponibles.

Les méthodes de modélisation non linéaire se distinguent principalement par la manière dont elles représentent l'apparition et l'évolution des dommages dans les éléments structuraux. Le modèle continu (Continuum Model) constitue l'approche la plus détaillée en simulant directement le comportement des matériaux à l'aide d'éléments finis tridimensionnels. Le modèle à fibres (Fiber Model) représente quant à lui chaque section par un assemblage de fibres de béton et d'acier soumises à leurs propres lois de comportement, permettant une bonne prise en compte de la plastification distribuée. Enfin, le modèle à rotules plastiques (Plastic Hinge Model) simplifie la modélisation en concentrant les non-linéarités dans des zones localisées aux extrémités des éléments.

Les principales approches sont représentées dans ce tableau [18] :

Tableau VII. 2 : Les principales méthodes de modélisation non linéaire des structures.

Critère	Modèle Continu (Continuum Model)	Modèle à Fibres (Fiber Model / Distributed Plasticity)	Modèle à Rotules Plastiques (Plastic Hinge / Lumped Plasticity)
Principe général	Représentation détaillée de la structure par éléments finis continus	Division de la section en plusieurs fibres avec lois de matériaux indépendantes	Concentration de la non-linéarité dans des zones localisées appelées rotules plastiques
Niveau de modélisation	Niveau matériau et élément	Niveau matériau + section	Niveau élément / membre
Type de non-linéarité	Distribuée dans tout le volume	Distribuée dans les sections et le long des éléments	Concentrée à certains points
Représentation du béton	Très détaillée (fissuration,	Béton modélisé par fibres confinées/non confinées	Représenté indirectement par

CHAPITRE VII: ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE (TIME HISTORY)

	écrasement, endommagement)		courbes moment- rotation
Représentation de l'acier	Armatures modélisées explicitement	Fibres acier avec lois σ - ϵ	Effet global inclus dans la rotule
Fissuration du béton	Très bien représentée	Bien représentée	Approximative
Plastification des armatures	Très précise	Bonne précision	Simplifiée
Dégradation de rigidité	Très réaliste	Bonne représentation	Dépend du modèle hystérétique choisi
Dissipation d'énergie	Très réaliste	Bonne	Moyenne à bonne
Interaction P-M- V	Possible	P-M bien représentée, V limitée	Généralement simplifiée
Interaction biaxiale	Très précise	Bonne précision	Approximative
Comportement cyclique	Très détaillé	Bien représenté	Dépend du modèle hystérétique
Effets hystérétiques	Très réalistes	Réalistes	Définis empiriquement
Modèles hystérétiques compatibles	Takeda, Damage Plasticity, CDP	Takeda, Mander, Menegotto-Pinto	Takeda, Clough, FEMA hinges
Localisation des dommages	Continue dans tout le modèle	Progressive le long des fibres	Aux extrémités des éléments
Zones plastiques	Calculées naturellement	Distribuées sur longueur plastique	Concentrées aux rotules
Effets de cisaillement	Très bonne représentation	Souvent simplifiés	Très simplifiés
Effets de torsion	Bien représentés	Généralement élastiques	Souvent négligés
Précision globale	Très élevée	Élevée	Moyenne
Complexité du modèle	Très élevée	Moyenne à élevée	Faible
Temps de calcul	Très important	Moyen à élevé	Faible
Stabilité numérique	Sensible	Bonne	Très bonne
Besoin de maillage fin	Oui	Non	Non
Sensibilité aux paramètres matériaux	Très élevée	Élevée	Moyenne
Adapté aux analyses dynamiques non linéaires	Oui	Oui	Oui
Adapté au pushover	Peu utilisé	Oui	Très utilisé

CHAPITRE VII: ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE (TIME HISTORY)

Adapté aux grands bâtiments	Très coûteux	Très adapté	Très utilisé
Utilisation en pratique	Recherche avancée	Ingénierie avancée	Ingénierie courante
Logiciels courants	ABAQUS, DIANA, ANSYS	OpenSees, Perform-3D	ETABS, SAP2000
Applications typiques	Études scientifiques, ouvrages stratégiques	Voiles RC, tours, PBSB	Pushover, bâtiments courants
Avantage principal	Réalisme physique maximal	Bon compromis précision/coût	Rapidité et simplicité



Figure VII. 3 : les méthodes de modélisation non linéaire.

VII.6. LES CRITERES D'EVALUATION DE LA PERFORMANCE SISMIQUE

L'évaluation de la performance sismique repose sur des critères définis principalement par la norme ASCE 41, permettant de traduire les résultats numériques d'une analyse en états physiques de dommages et de fonctionnalité. Cette approche vise à garantir la sécurité des occupants tout en maîtrisant les niveaux d'endommagement, les déplacements résiduels, les pertes économiques et la fonctionnalité du bâtiment après un séisme [17].

Trois niveaux principaux sont définis selon la courbe de comportement (Backbone Curve) de chaque élément structural :

- **Immediate Occupancy (IO)** : Dommages mineurs, la structure reste fonctionnelle (bleu);
- **Life Safety (LS)** : Dommages significatifs, mais la structure reste stable pour permettre l'évacuation (vert) ;

- **Collapse Prevention (CP)** : Dommages sévères, la structure est proche de la ruine mais ne s'effondre pas (rouge) [17].

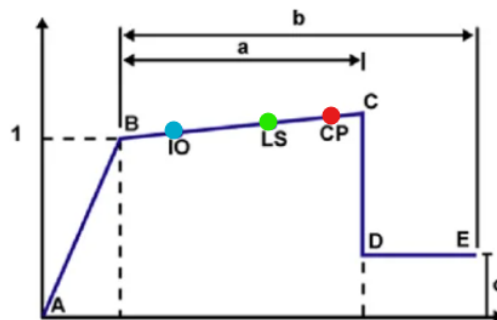


Figure VII. 4 : La courbe de comportement simplifiée (Backbone Curve).

La courbe de comportement simplifiée (Backbone Curve) est une relation force-déformation généralisée, définie principalement par la norme ASCE 41, qui permet de représenter le comportement d'un composant structural lors d'une analyse non linéaire [17].

Elle simplifie la réponse réelle complexe en un chemin multilinéaire composé de cinq points clés (A à E) :

- **A → B (Domaine élastique)** : Représente le comportement linéaire initial jusqu'au premier point de plasticité ou d'écoulement ($F_y, \Delta y$).
- **B → C (Écrouissage / Durcissement)** : Après la plastification, le composant continue de gagner de la résistance avec une rigidité réduite jusqu'à atteindre sa capacité ultime ($F_u, \Delta u$).
- **C → D (Dégradation de la résistance)** : Une fois le pic dépassé, le composant subit une perte de résistance à mesure que les déformations augmentent.
- **D → E (Résistance résiduelle)** : Le composant conserve un niveau minimal de capacité (noté $c \times F_y$) avant la rupture finale au point E.

La forme spécifique de la courbe est définie par trois paramètres numériques essentiels :

- **'a'** : Définit la capacité de déformation plastique avant le début de la dégradation de la résistance.
- **'b'** : Définit la déformation totale au point où le composant perd toute résistance significative.
- **'c'** : Représente le ratio de résistance résiduelle (la fraction de la force d'écoulement qui subsiste après dégradation).

Note importante : Ces paramètres proviennent de tests expérimentaux ou des tableaux de la norme ASCE 41 ; ils ne peuvent pas être déterminés uniquement à partir des propriétés de base du matériau [17].

VII.7. CHOIX DES ACCELEROGRAMMES

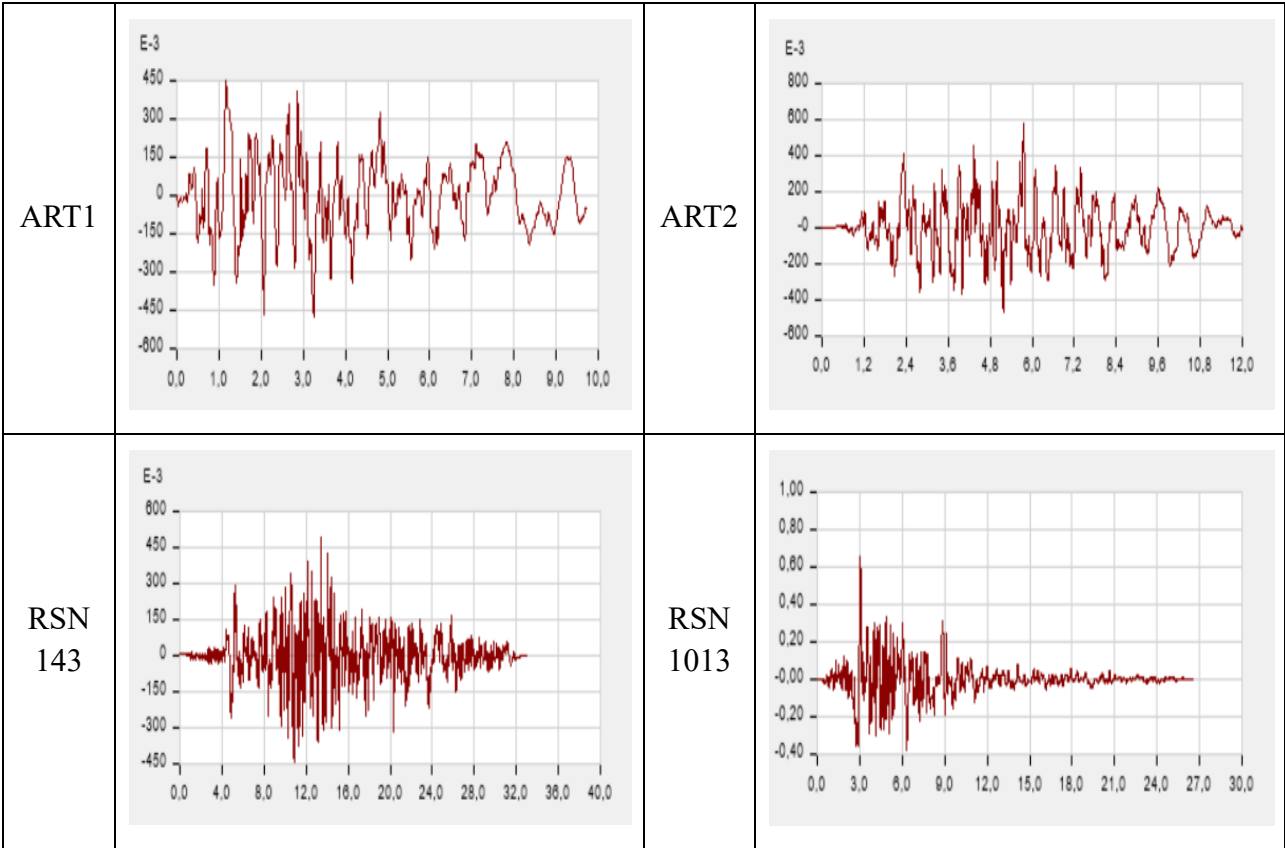
Un accélérogramme est un mouvement de sols reconstitués par sismographe en représentation analogique, caractérise par l'accélération, la vitesse ou le déplacement en fonction du temps.

Les enregistrements sismiques doivent être sectionnés selon leur magnitude, la distance de l'épicentre, les types de sols et la période ou la fréquence. Le nombre de signale préconiser est de 7 à 10 signaux [19].

Et selon l'article 3.3.4 du RPA 2024 un minimum de sept (07) accélérograrnmes doit être utiliser.

Huit accélérogrammes ont été utilisés pour notre projet, comprenant six enregistrements réels de séismes majeurs compris celui de Dar el beida du séisme de Boumerdès en (2003) ainsi que deux signaux artificiels générés avec SeismoArtif. Cet ensemble de signaux, caractérisé par des niveaux d'intensité variés, permet d'évaluer la réponse de la structure sous différents types de sollicitations sismiques et d'assurer une représentation diversifiée des conditions de chargement étudiées.

Tableau VII. 3 : Signaux sélectionnés pour l'analyse Time History.



CHAPITRE VII: ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE (TIME HISTORY)

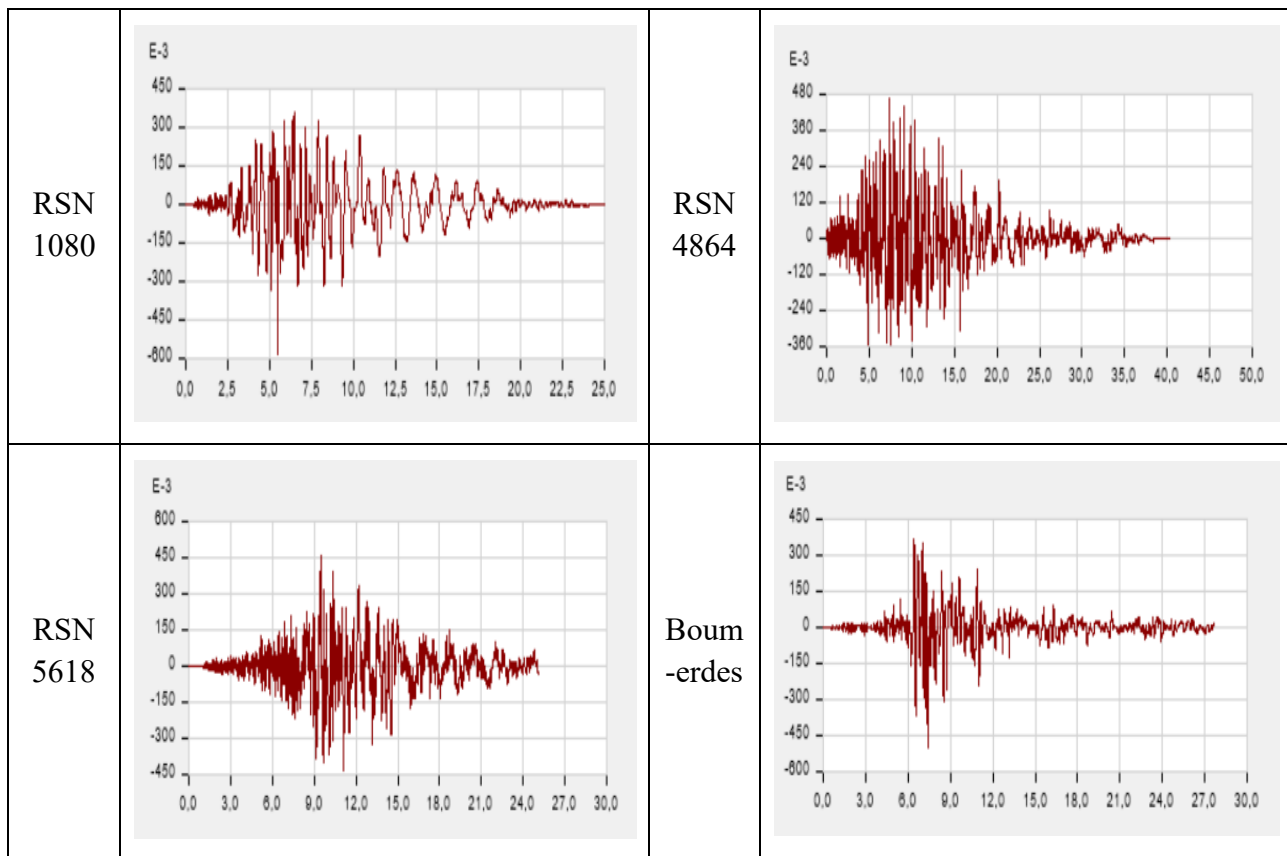


Tableau VII. 4 : Caractéristiques des signaux choisis.

Record	Event	Year	Station	Mw	R (km)	PGA (g)
RSN143	Tabas_ Iran	1978	Tabas	7.35	2.05	0.49
RSN 1013	Northridge-01	1994	LA Dam	6.69	5.92	0.65
RSN 1080	Northridge-01	1994	Simi Valley - Katherine Rd	6.69	13.42	0.58
RSN 4864	Chuetsu-oki_ Japan	2007	Yoitamachi Yoita Nagaoka	6.8	16.1	0.46
RSN 5618	Iwate_ Japan	2008	IWT010	6.9	16.27	0.44
Art1	Artificial	—	SeismoArtif	—	—	0.57
Art2	Artificial	—	SeismoArtif	—	—	0.46
Boumerdes	Boumerdes	2003	DarBeida	6.8		0.50

VII.8. MODELISATION ET DEFINITION DU COMPORTEMENT NON LINEAIRE DE LA STRUCTURE

Afin de reproduire fidèlement le comportement de la structure, il est nécessaire de définir les non-linéarités associées aux matériaux ainsi qu'aux différents éléments structuraux.

VII.8.1. Rotules plastiques pour les éléments poutres

Le comportement non linéaire des poutres est modélisé à l'aide de rotules plastiques de flexion simple de type M3 (moment–rotation), placées aux extrémités des éléments. Les poutres sont ainsi représentées par des éléments élastiques auxquels sont associées ces rotules afin de simuler l'apparition et le développement de la plasticité. Dans le modèle numérique réalisé sous ETABS, les rotules M3 ont été générées automatiquement conformément aux prescriptions de la norme ASCE 41-17, permettant de prendre en compte le comportement non linéaire en flexion des éléments structuraux.

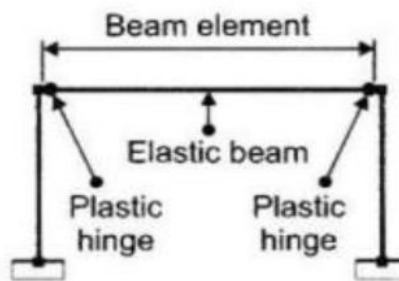


Figure VII. 5 : Rotules plastique dans les poutres.

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type: From Tables in ASCE 41-17

Select a Hinge Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item 1

Degree of Freedom: ☒ M2 ☐ M3

Hysteresis Type: Takeda

Transverse Reinforcing: ☒ Transverse Reinforcing is Conforming

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity: ☒ Drops Load After Point E ☐ Is Extrapolated After Point E

V Value From: ☒ Case/Combo ART1 ☐ User Value V2

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced: ☒ From Current Design ☐ User Value (for positive bending)

Ultimate Strength Limit: Ultimate Strength Limit (as a Ratio to Yield Strength) 1.1

Hinge Property Data for B5H2 - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-0.2	-0.03306
D	-0.2	-0.020973
C	-1.1	-0.020765
B	-1	-4.509E-07
A	0	0
B	1	1.585E-07
C	1.1	0.025
D	0.2	0.02525
E	0.2	0.05

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment: ☐ Moment SF: 188.0179

Use Yield Rotation (Steel Objects Only): ☐ Rotation SF: 1

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.01	-0.005765
Life Safety	0.025	-0.020765
Collapse Prevention	0.05	-0.03306

Figure VII. 6 : Définition automatique des rotules plastique de type M3 pour les poutres sur ETABS.

VII.8.2. Approche du modèle de fibres pour les éléments poteaux

Le comportement non linéaire des poteaux est modélisé à l'aide de sections à fibres (Fiber P-M2-M3), permettant de prendre en compte l'interaction entre l'effort axial (P) et les moments de flexion suivant les axes orthogonaux locaux M2 et M3. Cette approche reproduit la plasticité répartie et l'évolution progressive de l'endommagement des poteaux sous sollicitations combinées. Dans le modèle développé sous ETABS, les sections Fiber P-M2-M3 ont été définies à partir des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments afin de représenter leur comportement non linéaire avec une meilleure précision. Ces sections sont affectées à des rotules à fibres localisées aux positions relatives 0L et 1L de chaque poteau, correspondant à ses deux extrémités, où les effets inélastiques sont généralement les plus prononcés.

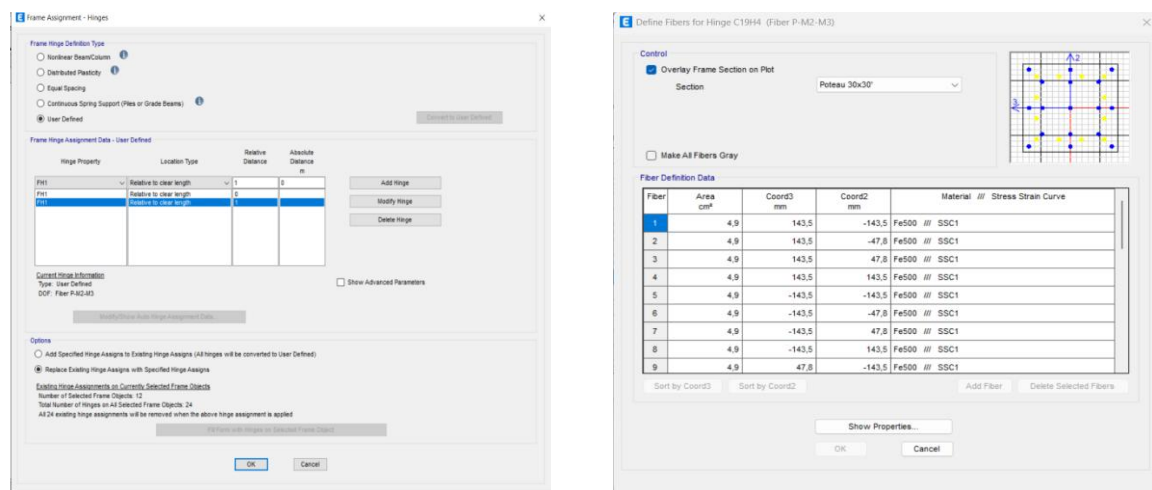


Figure VII. 7 : Définition automatique des rotules en fibre de type Fiber P-M2-M3 pour les poteaux sur ETABS.

VII.8.3. Approche du modèle de fibres (plasticité distribuée) pour les voiles

Pour la modélisation non-linéaire des voiles, nous avons adopté l'approche du modèle de fibres. Elle permet une description plus réaliste du comportement inélastique des éléments en béton armé. Dans cette formulation, les non-linéarités des matériaux peuvent se développer en tout point de la section de l'élément. La réponse globale est obtenue par intégration numérique des contributions des différentes sections le long de l'élément. Cette méthode repose sur l'évaluation du comportement des sections situées aux points d'intégration, où la section transversale est subdivisée en un ensemble de fibres élémentaires. Chaque fibre est associée à une loi de comportement uni axial du matériau. Cette discrétisation constitue la base du modèle de fibres, permettant une représentation précise de la réponse non linéaire de la structure.

Le comportement non linéaire des voiles est modélisé à l'aide de la fonctionnalité Auto Fiber Hinge d'ETABS, qui génère une rotule à fibres afin de représenter leur réponse inélastique sous sollicitations, en tenant compte de l'interaction entre l'effort normal (P) et la flexion dans le plan M3.

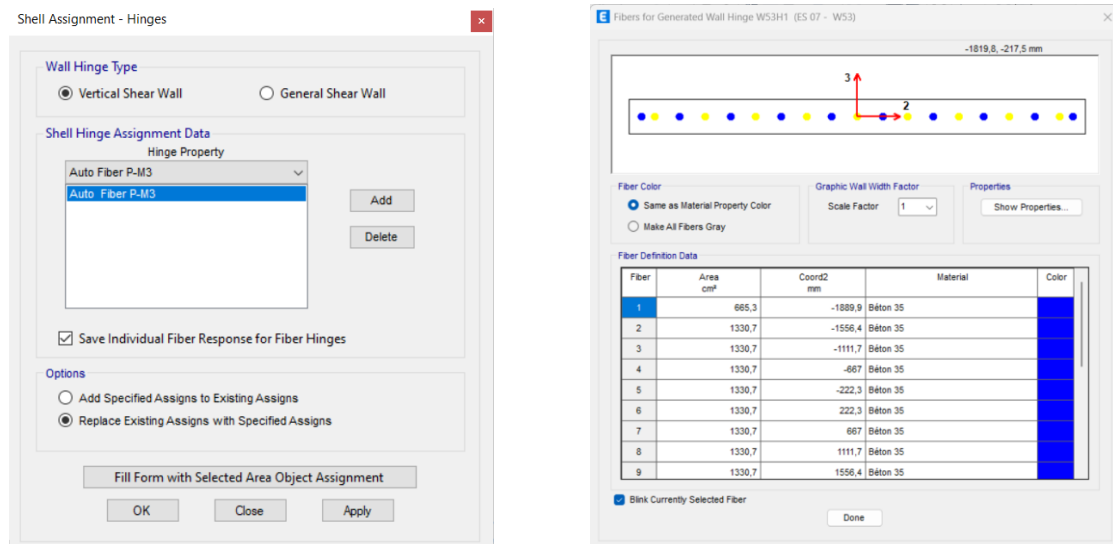


Figure VII. 8 : Définition automatique des rotules en fibre de type Fiber P-M3 pour les voiles sur ETABS.

VII.8.4. Définition de la non-linéarité des matériaux : (Loi de comportement)

VII.8.4.1. Béton

La loi de comportement du béton non confiné est déterminée en utilisant le modèle de « Mander » tel que défini par ETABS, et la courbe hystérésis de type « Takeda ».

➤ Principe de modèle « Mander » :

Le modèle de Mander (1988) est une loi constitutive largement utilisée pour représenter le comportement non linéaire du béton à travers sa relation contrainte-déformation. Il permet de générer la courbe de capacité du matériau en tenant compte de sa fissuration, de son endommagement et de son écrasement progressif sous chargement. Ce modèle utilise principalement la résistance à la compression du béton, le module d'élasticité et les paramètres de déformation. Dans ETABS, l'option Mander permet de générer automatiquement cette courbe, qui peut ensuite être modifiée par l'utilisateur. Le modèle prend également en considération l'effet du confinement assuré par les armatures transversales, améliorant ainsi la résistance et la ductilité du béton confiné [18].

➤ Le modèle d'hystérésis « Takeda » (Takeda, Sozen, et Nielsen, 1970) :

Est une loi de comportement cyclique spécialement développée pour les éléments en béton armé. Il permet de représenter la dégradation progressive de la rigidité ainsi que la réponse inélastique des structures soumises à des chargements répétés. Le déchargement suit la pente élastique, tandis que le rechargement s'effectue selon une ligne sécante orientée vers la déformation maximale précédemment atteinte. Ce modèle reproduit la dissipation d'énergie et l'endommagement progressif caractéristiques du béton armé et constitue une référence pour les analyses non linéaires dans des logiciels tels qu'ETABS [18].

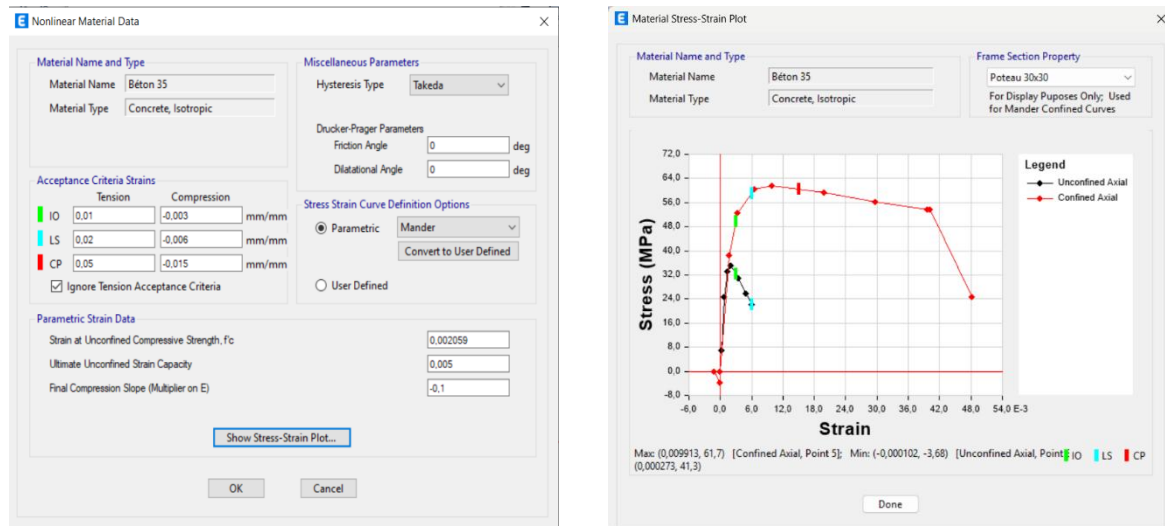


Figure VII. 9 : la loi de comportement du béton.

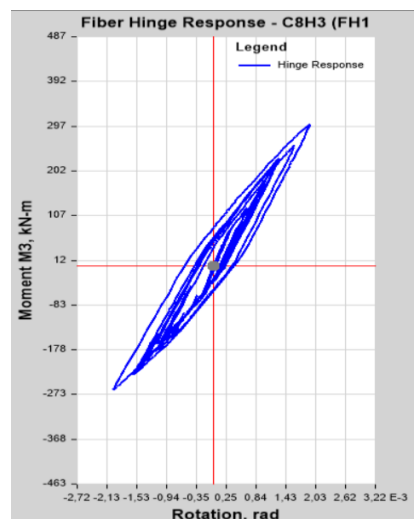


Figure VII. 10 : Exemple d'une courbe d'hystérésis de « Takeda »

VII.8.4.2. Acier

La loi de comportement de l'acier est déterminée en utilisant le modèle simple défini par ETABS, à partir des données.

➤ Le modèle « Park » :

Le modèle de Park est une loi de comportement non linéaire utilisée pour représenter la relation contrainte-déformation de l'acier d'armature. Employé dans les modèles à fibres et les coques multicouches (Layered Shells), il permet de simuler la plastification progressive et le comportement cyclique des matériaux sans recourir à des rotules plastiques prédéfinies. Associé au modèle de Mander pour le béton, il contribue à une représentation réaliste du comportement global des éléments en béton armé, particulièrement dans les analyses non linéaires et dynamiques [17].

➤ Le modèle d'hystérésis « Kinematic » :

Est une loi de comportement cyclique fondée sur l'écrouissage cinématique, particulièrement adaptée aux matériaux métalliques ductiles. Modèle par défaut pour l'acier dans ETABS, il permet de représenter la plastification sous chargements alternés tout en assurant une dissipation d'énergie importante et stable. Simple à mettre en œuvre, il ne nécessite aucun paramètre supplémentaire et sert de base à plusieurs modèles hystérétiques plus avancés, tels que les modèles Takeda et Degrading [18].

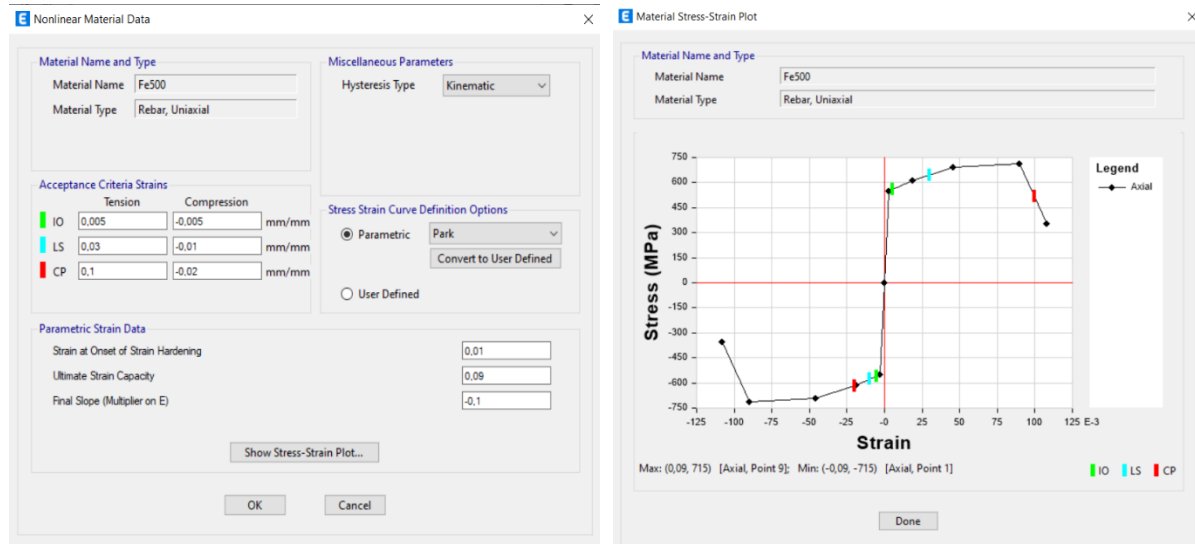


Figure VII. 11 : la loi de comportement d'acier.

VII.9. DEFINITION DU CHARGEMENT SEISMIQUE DANS LE MODELE

Après avoir caractérisé le comportement non linéaire des éléments structuraux, nous abordons la définition du chargement pour l'analyse par accélérogramme « FNA ».

VII.9.1. Définition du chargement gravitaire non linéaire

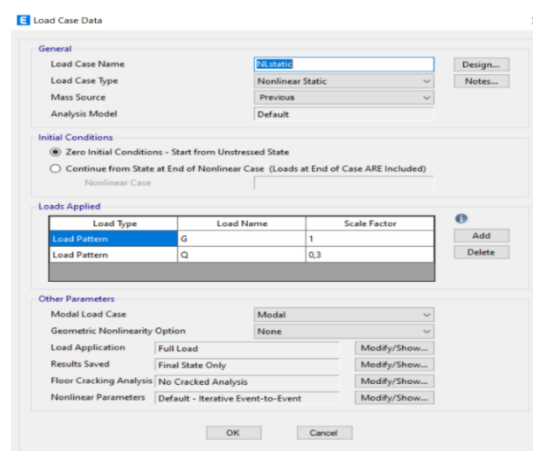


Figure VII. 12 : Définition du cas de chargement sous charges gravitaires non linéaires.

CHAPITRE VII: ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE (TIME HISTORY)

Le chargement appliqué correspond à la combinaison recommandée par le RPA24 pour évaluer les charges sismiques ($G+0.3Q$).

VII.9.2. Définition de chargement sismique de type spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique a été établi en conservant l'ensemble des caractéristiques du spectre sismique initial (zone sismique, type de sol, etc.). Seuls les coefficients de comportement et de qualité ont été fixés à l'unité ($R = 1$ et $Q = 1$), de manière à représenter la demande sismique élastique sans réduction liée à la ductilité ou à la sur-résistance de la structure.

Voici un exemple de définition du cas de chargement selon l'axe (x) :

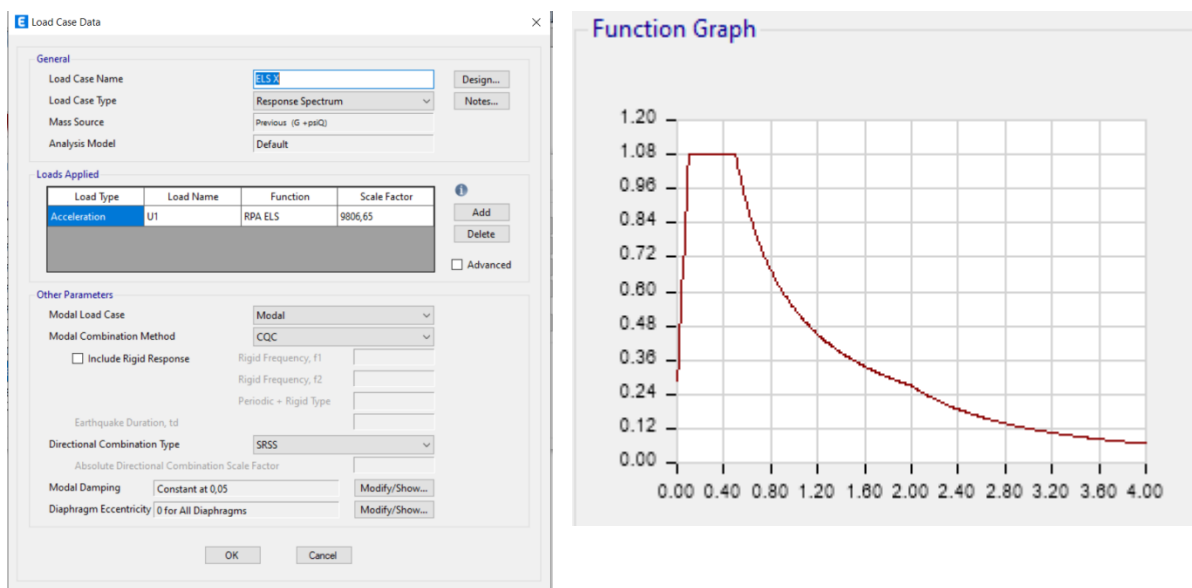


Figure VII. 13 : Définition de chargement sismique de type spectre de réponse élastique.

VII.9.3. Introduction des accélérogrammes

Le chargement des accélérogrammes consiste à appliquer à la structure des enregistrements temporels réels ou synthétiques de l'accélération du sol lors d'un séisme, afin de simuler sa réponse dynamique non linéaire dans le domaine temporel.

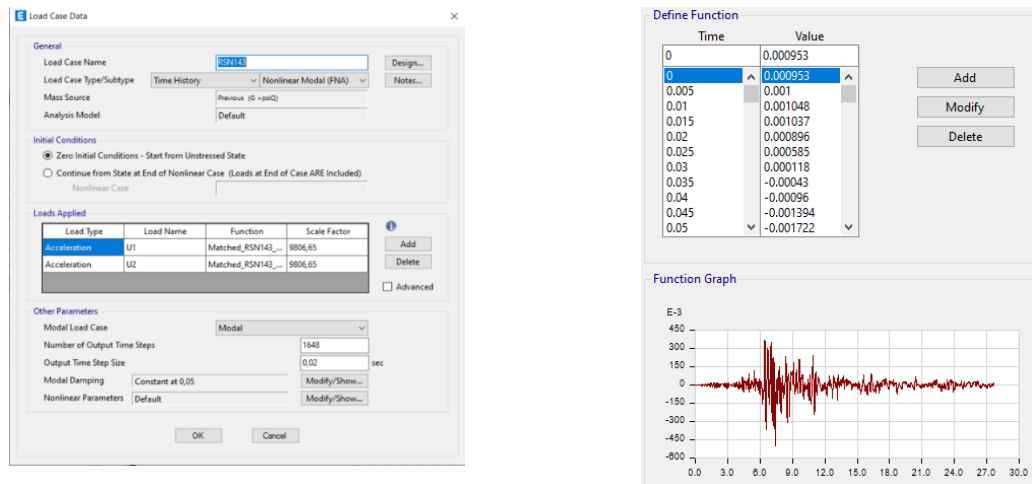


Figure VII. 14 : Définition du chargement des accélérographes.

VII.10. RESULTATS DE L'ANALYSE « FNA » PAR ACCELEROGRAMMES

Les résultats des déplacements horizontaux, des déplacements inter-étages, des efforts tranchants et des moments obtenus à partir des accélérographes utilisés sont présentés dans les graphiques suivants. Ces derniers permettent une meilleure visualisation et comparaison avec les résultats issus du spectre de réponse élastique conformément au RPA 2024, afin d'évaluer les niveaux de performance de la structure.

VII.10.1. Comparaison du spectre médian d'accélérographes au spectre élastique

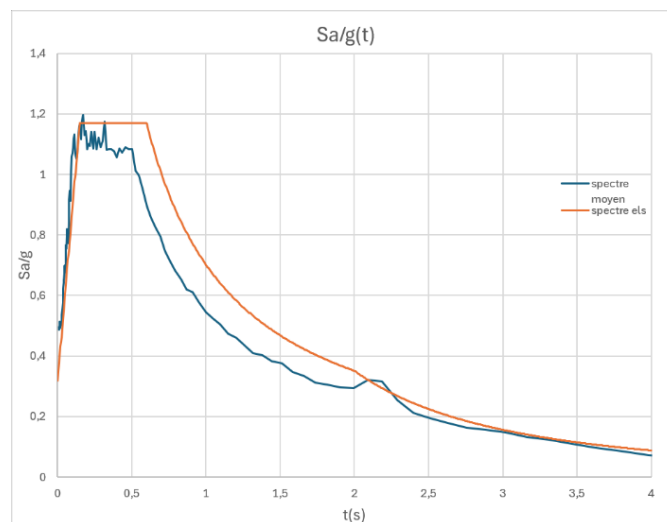


Figure VII. 15 : comparaison du spectre élastique avec le spectre médian pour les accélérographes sélectionnés.

Cette figure présente la comparaison entre le spectre de réponse élastique du RPA 2024 ($R = 1$, $Q = 1$) et le spectre médian des huit accélérographes sélectionnés, calculés pour un amortissement visqueux de 5 %. On constate que le spectre élastique réglementaire est globalement supérieur au spectre médian sur l'ensemble de la plage de périodes, en particulier

dans la zone du plateau spectral (T_1 à T_2) et au-delà, ce qui confirme la cohérence de la sélection des accélérographes vis-à-vis du spectre cible du RPA 2024. Par ailleurs, le spectre médian reste globalement proche du spectre élastique réglementaire, confirmant la représentativité des enregistrements retenus par rapport aux exigences du RPA 2024.

VII.10.2. Déplacements horizontaux :

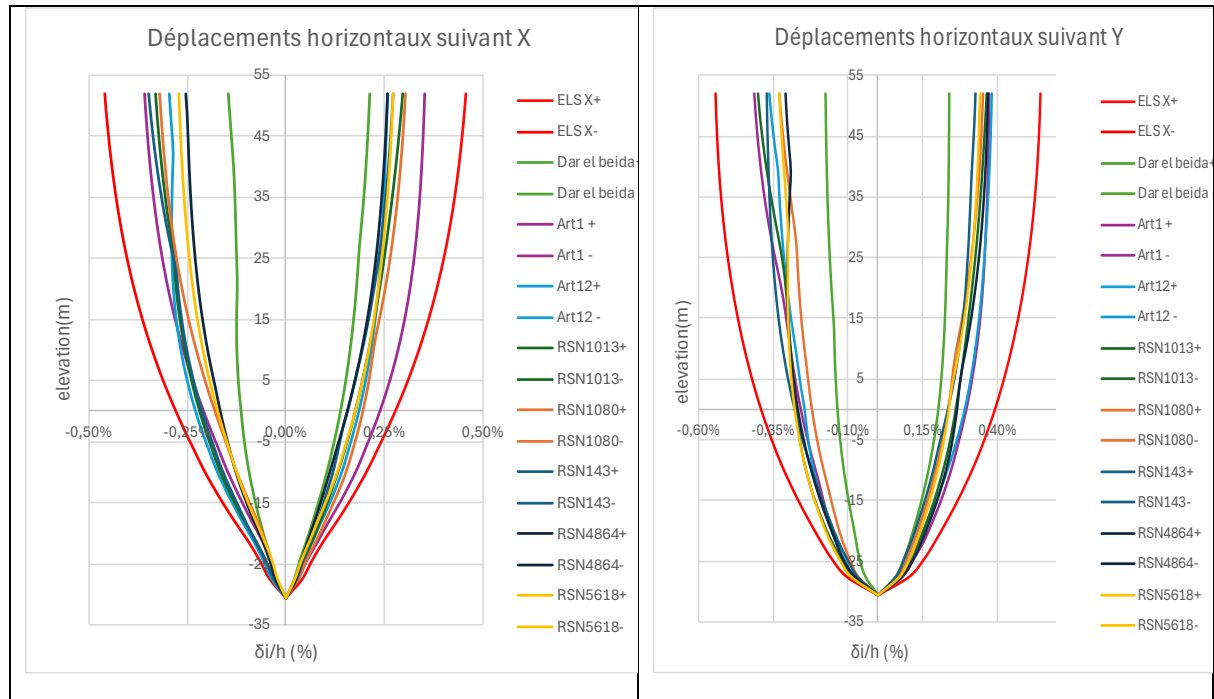


Figure VII. 16 : Résultats des déplacement horizontaux absolus

L'analyse comparative des déplacements horizontaux suivant les directions X et Y montre, de manière générale, que le spectre réglementaire ELS constitue l'enveloppe supérieure des réponses dynamiques obtenues pour l'ensemble des signaux étudiés, confirmant ainsi son caractère conservatif vis-à-vis du contrôle des déformations globales. Dans les deux directions, les accélérographes artificiels et naturels développent des niveaux de déplacement inférieurs à ceux du spectre réglementaire, avec des valeurs maximales atteignant environ 78 % du déplacement ELS en X et 73 % en Y pour le signal le plus pénalisant (Art1), tandis que les autres signaux présentent des réponses intermédiaires relativement proches. À l'inverse, le signal de Dar El Beïda reste le moins contraignant, avec des niveaux de l'ordre de 40 % en X et 38 % en Y par rapport au spectre réglementaire. L'ensemble des courbes reste entièrement contenu sous la référence ELS dans les deux directions, sans dépassement ni intersection, ce qui confirme la robustesse du spectre réglementaire et sa capacité à encadrer de manière sécurisée le comportement dynamique du bâtiment en termes de déplacements horizontaux.

VII.10.3. Deplacements inter-étage :

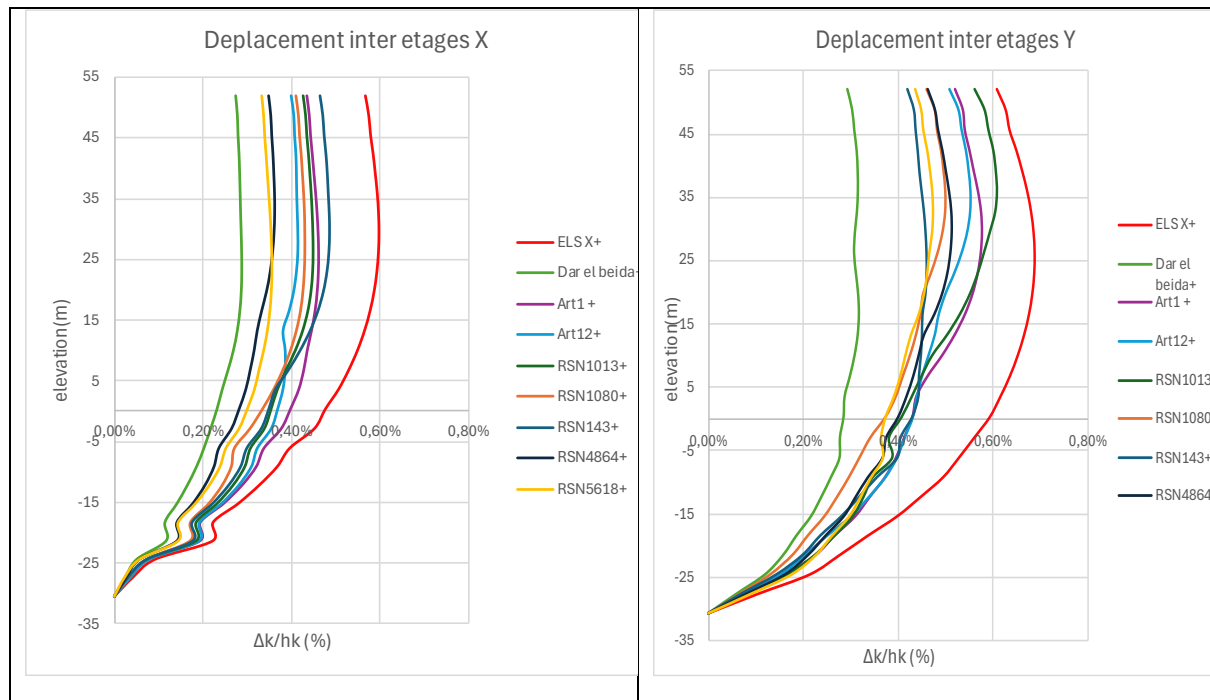


Figure VII. 17 : Résultats de déplacement inter-étage

L'analyse des déplacements inter-étages relatifs ($\Delta k/hk$) suivant les directions X et Y met en évidence, de manière globale, le caractère enveloppe et conservatif du spectre réglementaire ELS pour le contrôle des distorsions d'étage. Dans les deux directions, la courbe ELS reste systématiquement au-dessus de l'ensemble des réponses dynamiques, sans aucun dépassement, confirmant ainsi la sécurité du modèle vis-à-vis de ce critère de performance. Les niveaux de sollicitation les plus élevés sont obtenus respectivement par le séisme artificiel Art1 en X et par le séisme réel RSN1013 en Y, avec des valeurs moyennes proches de 81 % et 80 % de celles du spectre ELS, et des pics locaux atteignant environ 88 % en X et 93 % en Y. Les autres signaux présentent des réponses intermédiaires, formant un groupe secondaire de sollicitations, tandis que le séisme de Dar El Beïda reste le moins contraignant avec des niveaux moyens d'environ 50 % en X et 49 % en Y, et des maximas limités à environ 59 % et 57 %. L'ensemble de ces résultats confirme que le spectre réglementaire ELS du RPA enveloppe correctement les distorsions inter-étages dans les deux directions principales, garantissant ainsi une marge de sécurité homogène sur toute la hauteur du bâtiment.

VII.10.4. Effort Tranchant V :

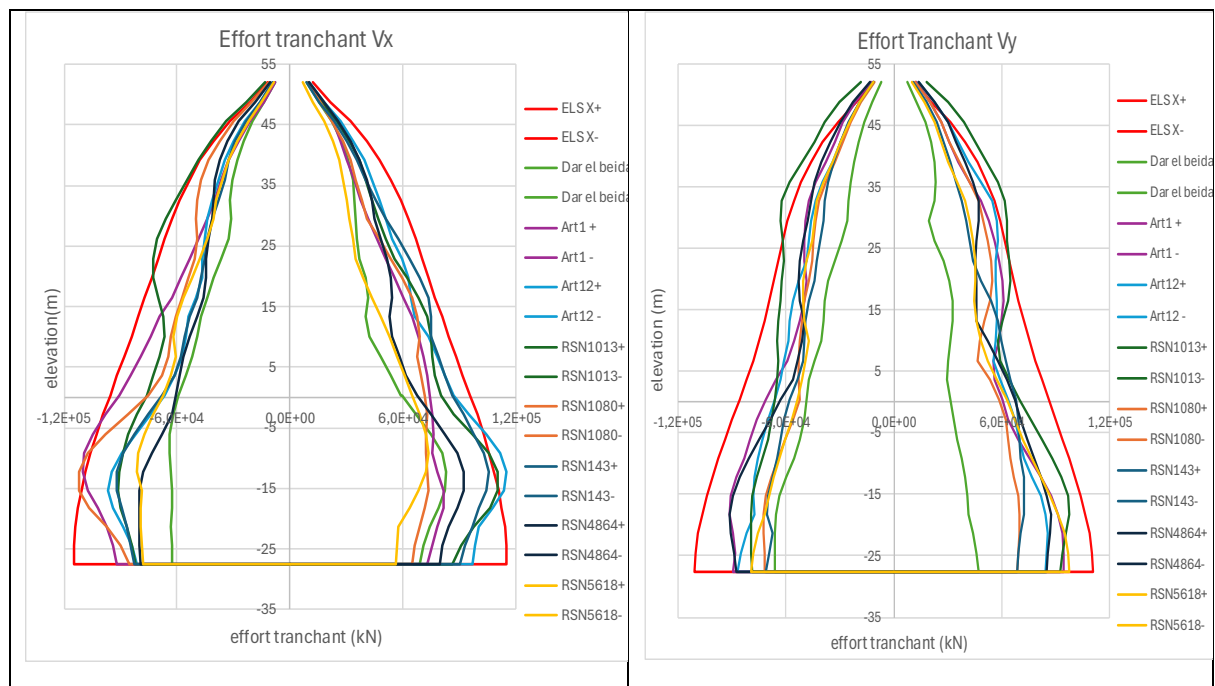


Figure VII. 18 : Résultats d'effort tranchant

L'analyse comparative des efforts tranchants suivant les directions X et Y montre de manière globale que le spectre réglementaire ELS constitue une enveloppe des réponses obtenues sous les différents signaux sismiques, avec une tendance plus marquée au niveau des étages inférieurs où les efforts atteignent leurs valeurs maximales à proximité de la base de la structure. Dans les deux directions, les écarts restent relativement contenus, les sollicitations les plus élevées étant obtenues par les séismes RSN1013 et certains cas artificiels (notamment Art12 et Art1), avec des valeurs proches du spectre ELS, atteignant environ 88 % en moyenne en X et jusqu'à environ 96 % en Y, avec des pics locaux significatifs dans les zones basses (par exemple environ 77 % à 83 % selon les cas et les niveaux). Les autres signaux présentent des réponses intermédiaires globalement proches de l'enveloppe, tandis que le séisme de Dar El Beïda demeure le moins contraignant, avec des niveaux moyens d'environ 60 % en X et 49 % en Y par rapport au spectre réglementaire. L'ensemble de ces résultats confirme que le spectre ELS du RPA enveloppe correctement les efforts tranchants sur toute la hauteur du bâtiment dans les deux directions principales, en particulier au voisinage de la base où les sollicitations sont les plus critiques, garantissant ainsi une marge de sécurité satisfaisante vis-à-vis de ce critère global.

VII.10.5. Moment de renversement :

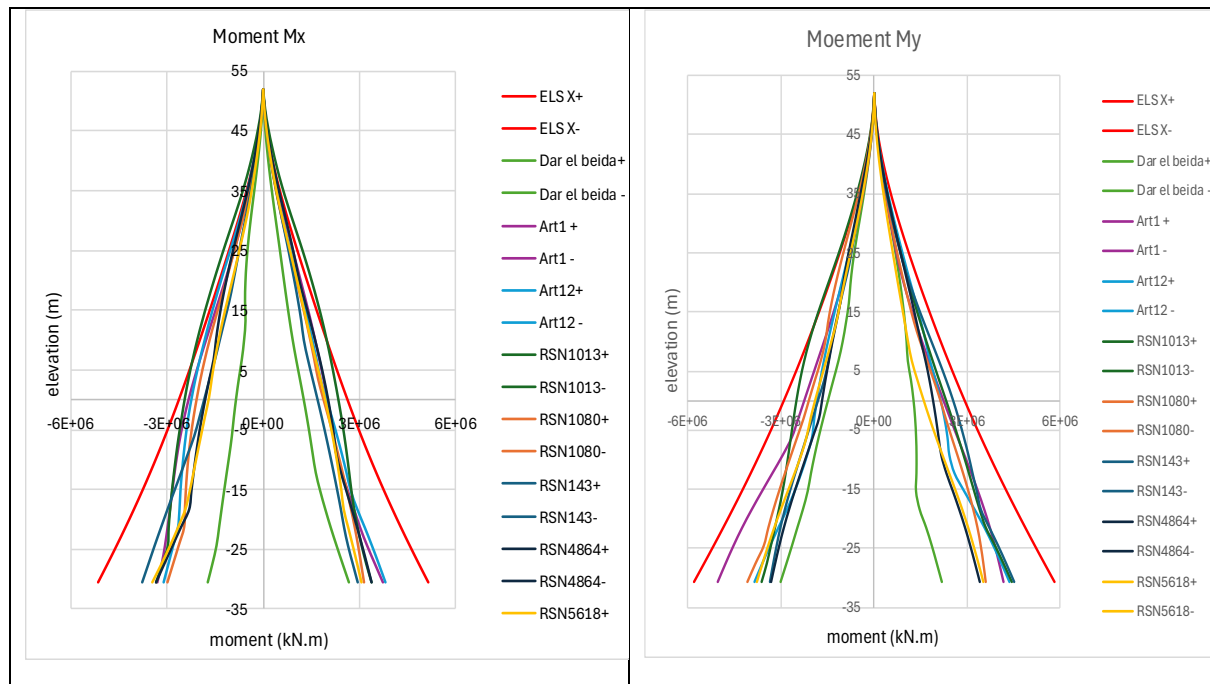


Figure VII. 19 : Résultats de moment de renversement

L'analyse globale des moments de renversement suivant les directions X et Y montre que le spectre réglementaire ELS constitue, dans les deux cas, une enveloppe des réponses obtenues à partir des différents accélérogrammes, avec une représentativité de plus en plus marquée à mesure que l'on se rapproche de la base de la structure, zone où les sollicitations atteignent leurs valeurs maximales. Dans cette zone critique, les efforts issus des différents signaux restent systématiquement inférieurs à ceux du spectre ELS, confirmant ainsi son caractère conservatif vis-à-vis de ce critère global. Le signal le plus pénalisant est Art1, avec des moments à la base représentant environ 69 % du spectre ELS en X et environ 79 % en Y, tandis que les autres accélérogrammes présentent des réponses intermédiaires relativement proches mais toujours enveloppées. À l'inverse, le séisme de Dar El Beïda demeure le moins contraignant, avec des valeurs d'environ 43 % en X et 45 % en Y par rapport au spectre réglementaire. Globalement, ces résultats confirment que le spectre ELS du RPA assure une enveloppe fiable et sécuritaire des moments de renversement dans les deux directions principales, en particulier au niveau des zones basses où les sollicitations sont les plus critiques.

VII.10.6. Analyse des performances des éléments structuraux pour le niveau Immediate Occupancy (IO) :

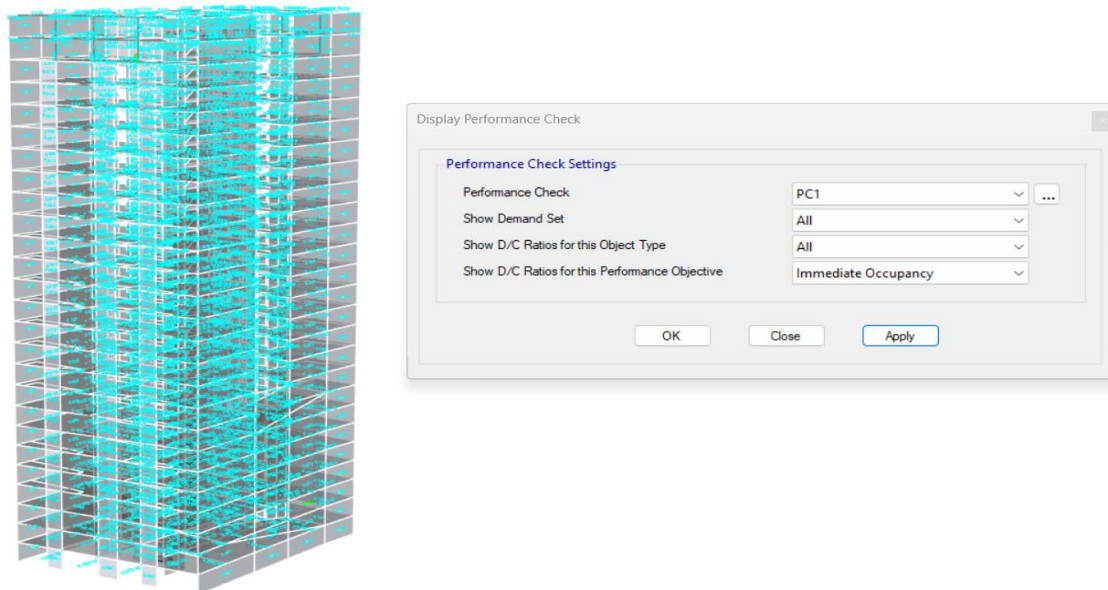


Figure VII. 20 : Répartition des rapports Demande/Capacité (D/C) des rotules plastiques pour l'objectif de performance Immediate Occupancy (IO).

La vérification du niveau de performance de la structure a montré un comportement très satisfaisant de l'ensemble des éléments structuraux, où la structure est classée au niveau d'occupation immédiate « IO » sous les actions sismiques considérées. Les rapports Demande/Capacité (D/C ratio) obtenus restent largement inférieurs à la limite admissible associée à ce niveau de performance.

Concernant les éléments de type Frame (poutres et poteaux), la valeur maximale du rapport D/C enregistrée est de 57,6%, observée localement sur un seul poteau, tandis que l'ensemble des autres éléments présentent des valeurs inférieures ou égales à 50%.

Pour les éléments de type Wall (voiles), le rapport D/C maximal atteint 56,4% sur un seul niveau d'un voile, alors que les autres niveaux et voiles présentent des valeurs inférieures à 50%.

Les résultats obtenus pour les différents niveaux de performance structurelle (IO, LS et CP) sont synthétisés dans le tableau ci-après. Ils présentent les rapports (D/C) pour les différents cas de charges considérés, permettant ainsi d'évaluer le comportement de la structure selon chaque niveau de performance.

Tableau VII. 5 : Valeurs des rapports D/C obtenues pour les niveaux de performance IO, LS et CP.

Performance Check	Demand Set	DC Ratio for IO	DC Ratio for LS	DC Ratio for CP
PC1	ALL	0,576	0,288	0,115

VII.11. CONCLUSION

L'analyse dynamique non linéaire de type FNA a été conduite sur la structure à l'aide de huit accélérogrammes sélectionnés, en s'appuyant sur une modélisation non linéaire des matériaux et des éléments structuraux développée à l'aide du logiciel ETABS.

La comparaison entre le spectre de réponse élastique du RPA 2024 et le spectre médian des accélérogrammes sélectionnés a établi que le spectre réglementaire est globalement supérieur au spectre médian sur l'ensemble de la plage de périodes. Cette supériorité constitue la justification physique directe du caractère enveloppant observé dans les résultats de l'analyse temporelle : les déplacements horizontaux, les dérives inter-étages, les efforts tranchants et les moments de renversement issus des huit accélérogrammes restent systématiquement inférieurs aux valeurs du spectre élastique dans les deux directions principales, confirmant ainsi le caractère conservatif du dimensionnement réglementaire.

Ce caractère enveloppant se trouve par ailleurs confirmé par la vérification des performances sismiques selon les critères de l'ASCE 41 : les rapports Demande/Capacité demeurent nettement inférieurs aux limites admissibles de l'objectif Immediate Occupancy (IO), avec une valeur maximale de 57,6 % enregistrée sur un poteau isolé, attestant que la demande inélastique réelle induite par les signaux reste bien inférieure à la capacité structurale dimensionnée sur la base du spectre réglementaire RPA 2024.

A decorative graphic of a scroll with a light gray background and a black border. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges curled up. The text is centered on the unrolled portion of the scroll.

CHAPITRE VIII :
DEVELOPPEMENT D'OUTILS
DE CALCUL PYTHON POUR
VERIFICATION SISMIQUE
(RPA 2024)

VIII.1. INTRODUCTION

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, deux outils de calcul ont été développés en utilisant le programme « Python » et en se basant sur les prescriptions du RPA 2024. Ces applications permettent d'automatiser des calculs et vérifications sismiques souvent longs et sujets aux erreurs lorsqu'ils sont réalisés manuellement.

Ces outils servent d'aide aux ingénieurs en génie civil en assurant un traitement rapide, fiable et reproductible des données structurales. Ce chapitre expose quelques détails des deux outils développés, leurs principales fonctionnalités, quelques captures d'écran de leur utilisation ainsi qu'une validation par comparaison avec des calculs de référence effectués sous Excel.

VIII.2. OUTIL N°1 : SPECTRE RPA2024

VIII.2.1. Présentation générale

Le premier outil est un programme dédié au calcul et à la visualisation des spectres de calcul sismique, conformément aux formulations analytiques du RPA 2024. Il permet de générer les spectres d'accélération, exporter en fichier txt et d'en déduire les efforts sismiques applicables à une structure selon la Méthode Statique Équivalente (MSE).

VIII.2.2. Fondements théoriques

Le RPA 2024 définit les spectres de calcul en fonction de plusieurs paramètres caractérisant le site et la structure. L'outil repose sur les expressions analytiques (3.15) et (3.16) du règlement RPA 2024 pour calculer :

- S_{ad}/g [T] : le spectre horizontal de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g .
- S_{vd}/g [T] : le spectre vertical de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g .
- Lorsque le poids total de la structure W (kN) est renseigné ainsi que λ , l'outil calcul pour une période T_0 donnée l'accélération spectrale $S_a/g(T_0)$ et la force sismique équivalente $V(T_0)$ selon la formule de la MSE du RPA 2024.

VIII.2.3. Détermination automatique des paramètres

Une fonctionnalité clé de l'outil réside dans la détermination automatique des paramètres du spectre de réponse à partir de la zone sismique, groupe d'importance et du type de site saisis par l'utilisateur uniquement. En effet, dès que ces trois informations sont renseignées, le programme interroge les tables internes correspondant aux tableaux du RPA 2024 et affiche automatiquement les paramètres suivants :

CHAPITRE VIII: DEVELOPPEMENT D'OUTILS DE CALCUL PYTHON POUR VERIFICATION SISMIQUE (RPA 2024)

Tableau VIII. 1 : Paramètres sismiques déterminés automatiquement par l'outil selon le RPA 2024

Param.	Désignation	Source dans le RPA 2024
A	Coefficient d'accélération de zone	Tiré du Tableau 3.3 du RPA 2024 selon la zone sismique
I	Coefficient d'importance	Tiré du Tableau 3.11 du RPA 2024 selon le groupe d'importance
S	Coefficient de site	Tiré du Tableau 3.4 ou 3.5 du RPA 2024 selon le type de site et la zone sismique
T_1, T_2, T_3	Période caractéristique pour spectre horizontal	Tiré du Tableau 3.4 ou 3.5 du RPA 2024 selon le type de site et la zone sismique
A_v	Coefficient d'accélération de zone vertical	A_v/A Tiré du Tableau 3.8 ou 3.9 du RPA 2024 selon le type de site et la zone sismique et ensuite A_v est calculer
T_{1v}, T_{2v}, T_{3v}	Période caractéristique pour spectre vertical	Tiré du Tableau 3.8 ou 3.9 du RPA 2024 selon le type de site et la zone sismique
α	Coefficient caractéristique pour spectre vertical	Tiré du Tableau 3.8 ou 3.9 du RPA 2024 selon le type de site et la zone sismique

Cette automatisation élimine l'étape de lecture manuelle des tableaux réglementaires, souvent source d'erreurs, et garantit le respect strict des valeurs du RPA 2024. L'utilisateur peut ainsi vérifier rapidement que les paramètres choisis correspondent à sa structure avant tout calcul.

VIII.2.4. Interface et fonctionnalités

L'application offre les fonctionnalités suivantes :

- Saisie des paramètres de base : zone sismique, type de site, groupe d'importance, R, Q_f , λ , T_0 et W.
- Détermination et affichage automatiques des paramètres A, I, S, T_1 , T_2 , T_3 , A_v , T_{1v} , T_{2v} , T_{3v} et α conformément aux tableaux du RPA 2024.
- Tracé graphique des spectres $S_{ad}/g[T]$ et $S_{vd}/g[T]$ (un des deux ou les deux selon le choix) sur une plage de périodes définie.

CHAPITRE VIII: DEVELOPPEMENT D'OUTILS DE CALCUL PYTHON POUR VERIFICATION SISMIQUE (RPA 2024)

- Affichage complet des paramètres saisis et des valeurs intermédiaires utilisées dans le calcul.
- Lecture automatique de $Sa/g(T_0)$ et calcul de la force V à la période T_0 indiquée.
- Export des résultats au format .txt contenant les valeurs numériques de $Sad/g[T]$ et $Svd/g[T]$ pour exploitation ultérieure.

VIII.2.5. Illustrations du programme
VIII.2.5.1. Interface de saisie des paramètres

La figure 1 présente l'interface de saisie de l'outil permettant à l'utilisateur de renseigner les paramètres sismiques et structuraux requis par le RPA 2024.

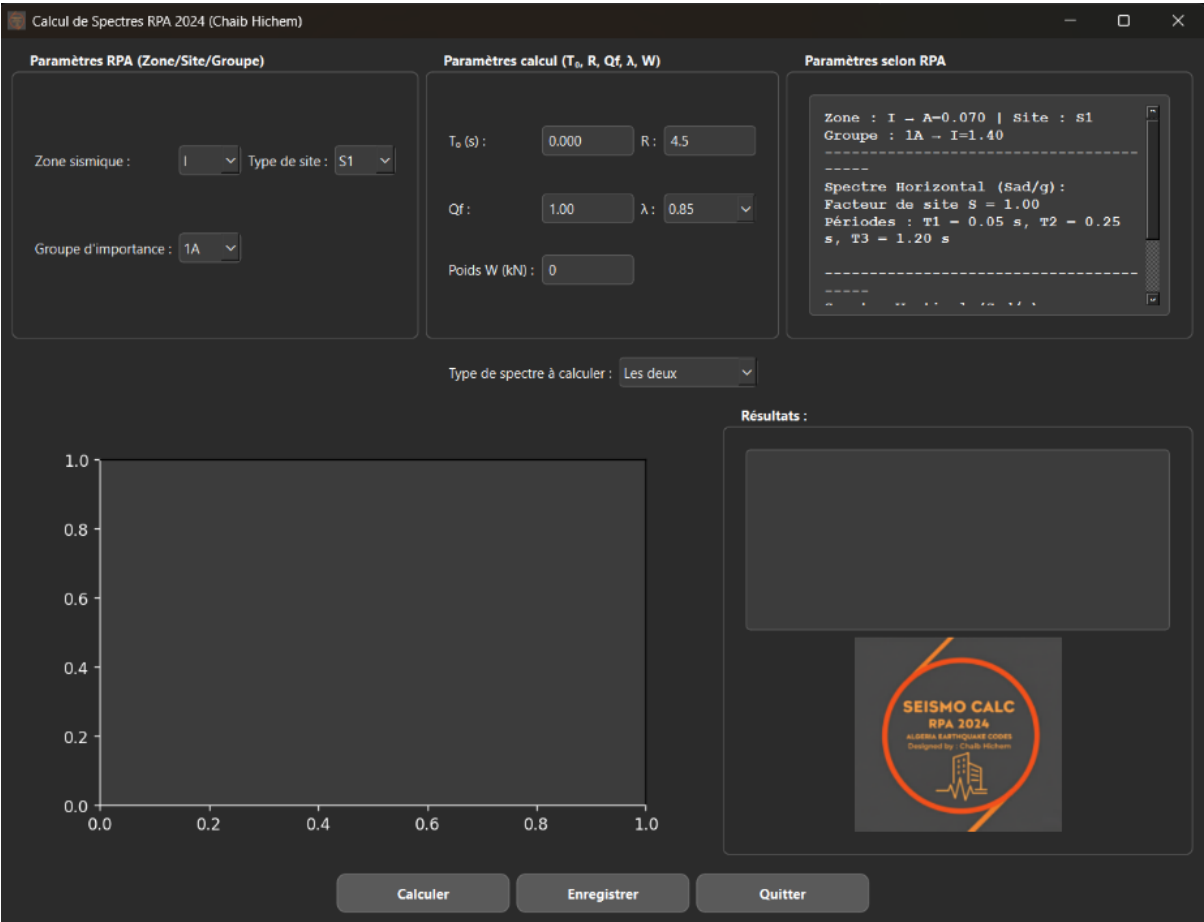


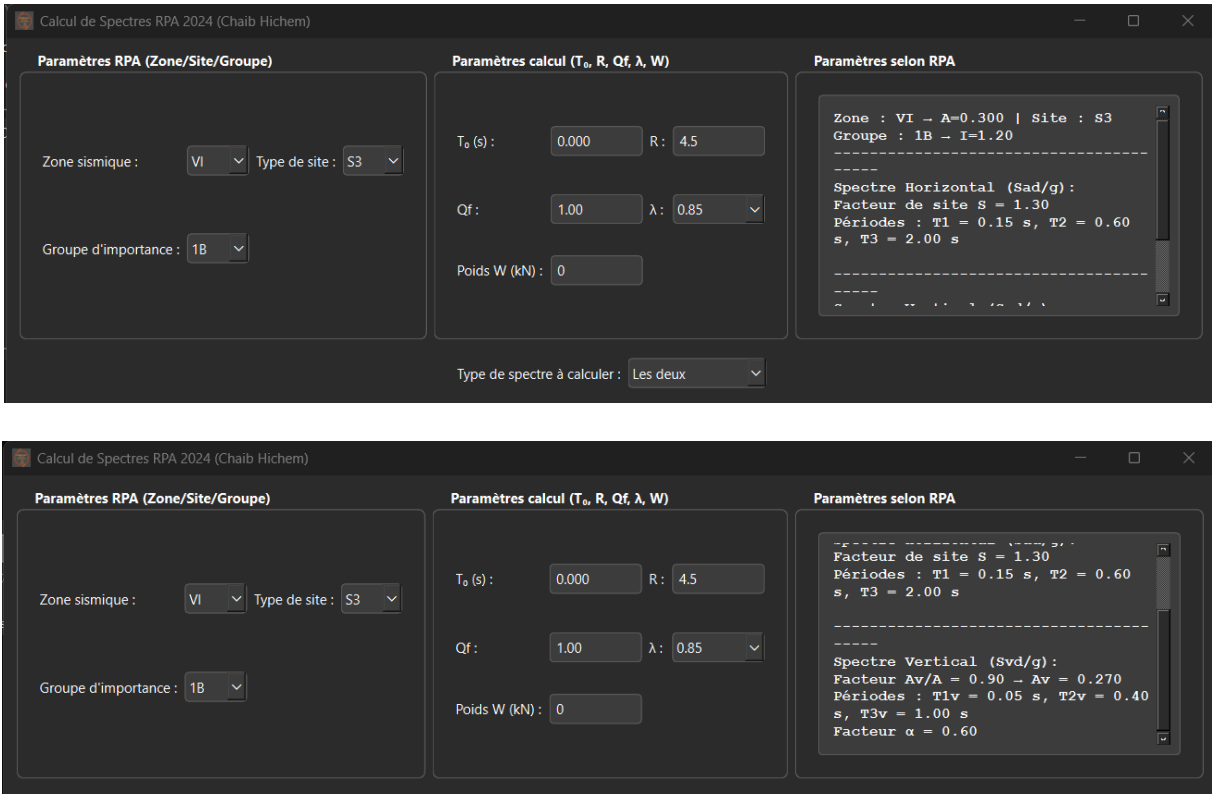
Figure VIII. 1 : Interface de saisie des paramètres sismiques.

L'interface permet de saisir la zone sismique, le type de site, le groupe d'importance, R , Q_f , λ , T_0 et W . Les paramètres A , I , S , T_1 , T_2 , T_3 , A_v , T_{1v} , T_{2v} , T_{3v} et α sont ensuite déterminés et affichés automatiquement par le programme sans intervention de l'utilisateur.

VIII.2.5.2. Affichage automatique des paramètres :

L'interface permet de saisir la zone sismique, le type de site, le groupe d'importance, R, Qf, λ , T_0 et W. Les paramètres A, I, S, T_1 , T_2 , T_3 , A_v , T_{1v} , T_{2v} , T_{3v} et α sont ensuite déterminés et affichés automatiquement par le programme sans intervention de l'utilisateur.

Figure VIII. 2 : Affichage automatique des paramètres selon les tableaux du RPA 2024.



La figure 2 illustre la fonctionnalité d'affichage automatique des paramètres sismiques du site. Une fois la zone sismique et le type de sol sélectionnés, l'outil restitue immédiatement les valeurs A, I, S, T_1 , T_2 , T_3 , A_v , T_{1v} , T_{2v} , T_{3v} et α extraites des tableaux du RPA 2024, permettant à l'utilisateur de les contrôler et les copier si nécessaire.

Cette restitution automatique garantit la traçabilité des paramètres réglementaires utilisés et élimine tout risque d'erreur de lecture manuelle des tableaux du règlement.

VIII.2.5.3. Graphe des spectres de réponse

La figure 3 illustre le résultat graphique produit par l'outil, représentant les courbes spectrales Sad/g[T] et Svd/g[T] sur la plage de périodes considérée, avec repérage de la période T_0 de la structure et des limites inférieure des spectres.



Figure VIII. 3 : Graphe des spectres de réponse $S_{ad}/g[T]$ et $S_{vd}/g[T]$.

VIII.2.5.4. Affichage des résultats et de la force sismique V

La figure 4 montre les résultats numériques produits par l'outil, incluant la valeur de $S_{ad}/g[T_0]$ et $S_{vd}/g[T_0]$ ainsi que les forces sismiques V correspondantes horizontale et verticale calculée par la Méthode Statique Équivalente.



Figure VIII. 4 : Résultats numériques $Sad/g(T_0)$ et forces sismiques V.

VIII.2.5.5. Aperçu du fichier export .txt

La figure 5 présente un aperçu du fichier texte généré par l'outil, contenant les valeurs tabulées de $Sad/g[T]$ et $Svd/g[T]$ exportables pour exploitation dans un tableur ou une note de calcul.

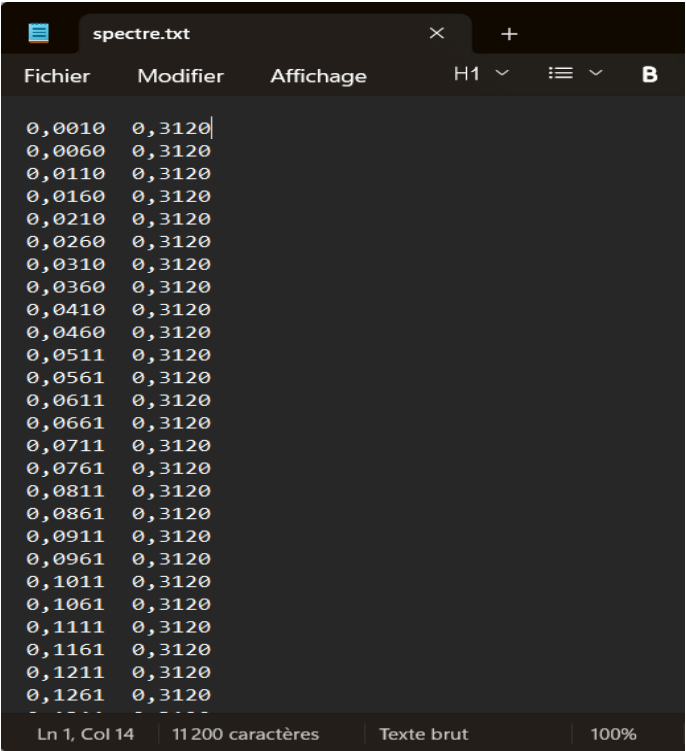


Figure VIII. 5 : Aperçu du fichier export .txt des résultats spectraux.

VIII.2.6. Validation par comparaison avec Excel

Afin de valider la fiabilité de l'outil, une structure simple R+5 a été utilisée comme cas test, choisie pour faciliter la comparaison et la vérification des résultats. Les données sismiques et structurales de cette structure ont été saisies dans le programme, qui a calculé automatiquement les spectres et les forces sismiques. Ces résultats ont ensuite été comparés à des calculs de référence réalisés manuellement sous Excel, en appliquant rigoureusement les formules du RPA 2024. Les paramètres A, I, S et les périodes caractéristiques affichés automatiquement par le programme ont également été vérifiés par consultation directe des tableaux du RPA 2024.

VIII.2.6.1. Données d'entrée du cas test

Tableau VIII. 2 : Paramètres d'entrée utilisés pour la validation.

Paramètre	Valeur
Zone sismique	VI
Type de site	S3
Groupe d'importance	1B
Coefficient de comportement R	4,5
Facteur de qualité Qf	1,2

CHAPITRE VIII: DEVELOPPEMENT D'OUTILS DE CALCUL PYTHON POUR VERIFICATION SISMIQUE (RPA 2024)

Coefficient λ	0,85
Période T_0 (s)	0,534
Poids de la structure W (kN)	10571,6923

VIII.2.6.2. Comparaison du spectre S_{ad}/g [T]

Le tableau 3 compare les valeurs du spectre d'accélération S_{ad}/g aux points caractéristiques de la courbe spectrale.

Tableau VIII. 3 : Comparaison des valeurs S_{ad}/g aux points caractéristiques.

Point clé	T (s)	S_{ad}/g Excel	S_{ad}/g Python	Écart (%)
$T = 0$	0	0,312	0,312	0
$T = T_1$	0,15	0,312	0,312	0
$T = T_0$	0,543	0,312	0,312	0
$T = T_2$	0,6	0,312	0,312	0
$T = T_3$	2,0	0,094	0,094	0
$T = 4,0$ s	4,0	0,023 < 0,072 Donc 0,072	0,072 (Limite 0,2.A.I)	0

Formule de l'écart :

$$\text{Écart (\%)} = \left| \frac{\text{Valeur Python} - \text{Valeur Excel}}{\text{Valeur Excel}} \right| \times 100$$

VIII.2.6.3. Comparaison du spectre S_{vd}/g [T]

Le tableau 4 présente la même comparaison pour le spectre S_{vd}/g .

Tableau VIII. 4 : Comparaison des valeurs S_{vd}/g aux points caractéristiques.

Point clé	T (s)	S_{vd}/g Excel	S_{vd}/g Python	Écart (%)
$T = 0$	0	0,216	0,216	0

CHAPITRE VIII: DEVELOPPEMENT D'OUTILS DE CALCUL PYTHON POUR VERIFICATION SISMIQUE (RPA 2024)

$T = T_{1V}$	0,05	0,180	0,180	0
$T = T_{2V}$	0,4	0,180	0,180	0
$T = T_0$	0,543	0,150	0,150	0
$T = T_{3V}$	1,0	0,104	0,104	0
$T = 4,0 \text{ s}$	4,0	0,020 < 0,065 Donc 0,065	0,065 (Limite 0,2.A _v .I)	0

VIII.2.6.4. Comparaison de la force sismique V à T₀

Tableau VIII. 5 : Comparaison des résultats de la force sismique V.

Grandeur	Excel	Python	Écart (%)
Sad/g (T ₀)	0,312	0,312	0
Sav/g (T ₀)	0,150	0,150	0
V horizontale (kN)	2803,613	2803,613	0
V verticale (kN)	1346,456	1346,456	0

VIII.2.6.5. Analyse des résultats

La comparaison des résultats obtenus par le programme « Sismo Calc » et les calculs réalisés sous Excel montre une concordance parfaite pour l'ensemble des grandeurs évaluées.

Synthèse de la comparaison Excel / Python :

- Spectre Sad/g : valeurs identiques aux 6 points caractéristiques écart = 0 % dans tous les cas.
- Spectre Svd/g : valeurs identiques aux 6 points caractéristiques écart = 0 % dans tous les cas.
- Force sismique V : écart = 0 % pour toutes les grandeurs.

Les résultats des deux approches sont identiques sur l'ensemble des points testés, avec un écart nul (0 %) pour les deux spectres et les forces sismiques calculées. Cette concordance totale représente une validation des résultats et confirme que le programme reproduit fidèlement les calculs du RPA 2024.

VIII.3. Outil n°2 — Vérifications RPA 2024

VIII.3.1. Présentation générale

Le second outil est une application dédiée aux vérifications réglementaires sismiques d'une structure, conformément aux exigences du RPA 2024. Il s'agit d'un programme autonome qui prend en entrée les paramètres structuraux et sismiques et restitue automatiquement l'ensemble des résultats de vérification dans les deux directions principales de la structure (X et Y).

VIII.3.2. Vérifications réalisées

L'outil couvre trois vérifications fondamentales imposées par le RPA 2024 :

- a) Déplacement inter-étage : calcul et comparaison au seuil réglementaire admissible à chaque niveau (non effondrement et limitation des dommages) selon l'article 5.10 du RPA 2024.
- b) Vérification au non-renversement : calcul du moment stabilisateur et du moment de renversement et ainsi le facteur de sécurité et comparaison selon l'article 5.5 du RPA 2024.
- c) Effet P-Delta ($P-\Delta$) : calcul du coefficient de stabilité θ_i à chaque niveau et vérification du seuil limite définit par le selon l'article 5.9 du RPA 2024.

VIII.3.3. Interface et fonctionnalités

- Saisie interactive des données structurales (nombre d'étages, hauteurs h_i , masses W_i , déplacements ...) dans des tableaux dédiés à chaque vérification ;
- Liaison automatique entre les tableaux de saisie : les paramètres communs saisis une seule fois sont partagés et mis à jour automatiquement dans toutes les vérifications concernées. Ainsi, toute modification du nom de l'étage, de la hauteur h_i ou du poids W_i se répercute instantanément dans l'ensemble des tableaux, et le déplacement Δ_k issu du tableau du déplacement inter-étage est calculer et repris automatiquement dans le tableau de l'effet $P-\Delta$..., sans aucune ressaisie manuelle.
- Vérification automatique des critères réglementaires pour chaque niveau et chaque direction, dès que les données sont renseignées ;
- Affichage structuré des résultats avec statut explicite (Vérifié / Non Vérifié) pour chaque critère et chaque niveau ;
- Synthèse des paramètres utilisés pour assurer la traçabilité des calculs ;
- Export des résultats pour intégration dans un rapport ou une note de calcul.

VIII.3.4. Illustrations du programme

VIII.3.4.1. Interface de saisie des données structurales

Les figures 6, 7 et 8 présente l'interface de saisie de l'outil permettant à l'utilisateur de renseigner les données structurales nécessaires aux vérifications sismiques réglementaires.

Vérfications RPA 2024 (Chaib Hichem)

Configuration des Étages

Nombre d'Étages : 9

Déplacement Inter-Étages (Non-Effondrement Dommages)

Vérification du Renversement

Vérification P-Δ

Paramètres Globaux RPA

Type de Structure (Non-Effondrement) : Bâtiments en Acier

Type d'Éléments Non-Structuraux (Dommages) : Fragile

Direction X-X

R: 4.5 Qf: 1.0

Direction Y-Y

R: 4.5 Qf: 1.0

Direction X-X

Exporter vers Excel (TSV)

	Story	R	Qf	Δk/hk (Etabs)	(Δk/hk) * (R/Qf)	Δk lim/hk (Non-Effondrement)	Vérif (Non-Effondrement)	va * (Δk/hk)	Δk lim/hk (Dommages)
1	Story 9	4.50	1.00						
2	Story 8	4.50	1.00						
3	Story 7	4.50	1.00						
4	Story 6	4.50	1.00						
5	Story 5	4.50	1.00						
6	Story 4	4.50	1.00						
7	Story 3	4.50	1.00						
8	Story 2	4.50	1.00						
9	Story 1 (Base)	4.50	1.00						

CALCULER ET VÉRIFIER LE DÉPLACEMENT INTER-ÉTAGES

Statut Global : En attente de calcul...

Figure VIII. 6 : Interface de saisie des données de Vérification Déplacement inter-étage.

Vérfications RPA 2024 (Chaib Hichem)

Configuration des Étages

Nombre d'Étages : 9

Déplacement Inter-Étages (Non-Effondrement Dommages)

Vérification du Renversement

Vérification P-Δ

Paramètres de Renversement

T0 (s): 0.0

Unité de W: kg

Ftx (kN) : N/A

Fty (kN) : N/A

Direction X-X

Exporter vers Excel (TSV)

	Story	Vx (Etabs)	h (m)	h_tot (m)	W (Unité)	W (kN)	XCM (m)	Fx (kN)	Mr (kN.m)	Ms (kN.m)
1	Story 9									
2	Story 8									
3	Story 7									
4	Story 6									
5	Story 5									
6	Story 4									
7	Story 3									
8	Story 2									
9	Story 1 (Base)									

Facteur Fr : N/A

Direction Y-Y

CALCULER ET VÉRIFIER LE RENVERSEMENT

Statut Global : En attente de calcul...

Figure VIII. 7 : Interface de saisie des données de Vérification au renversement.

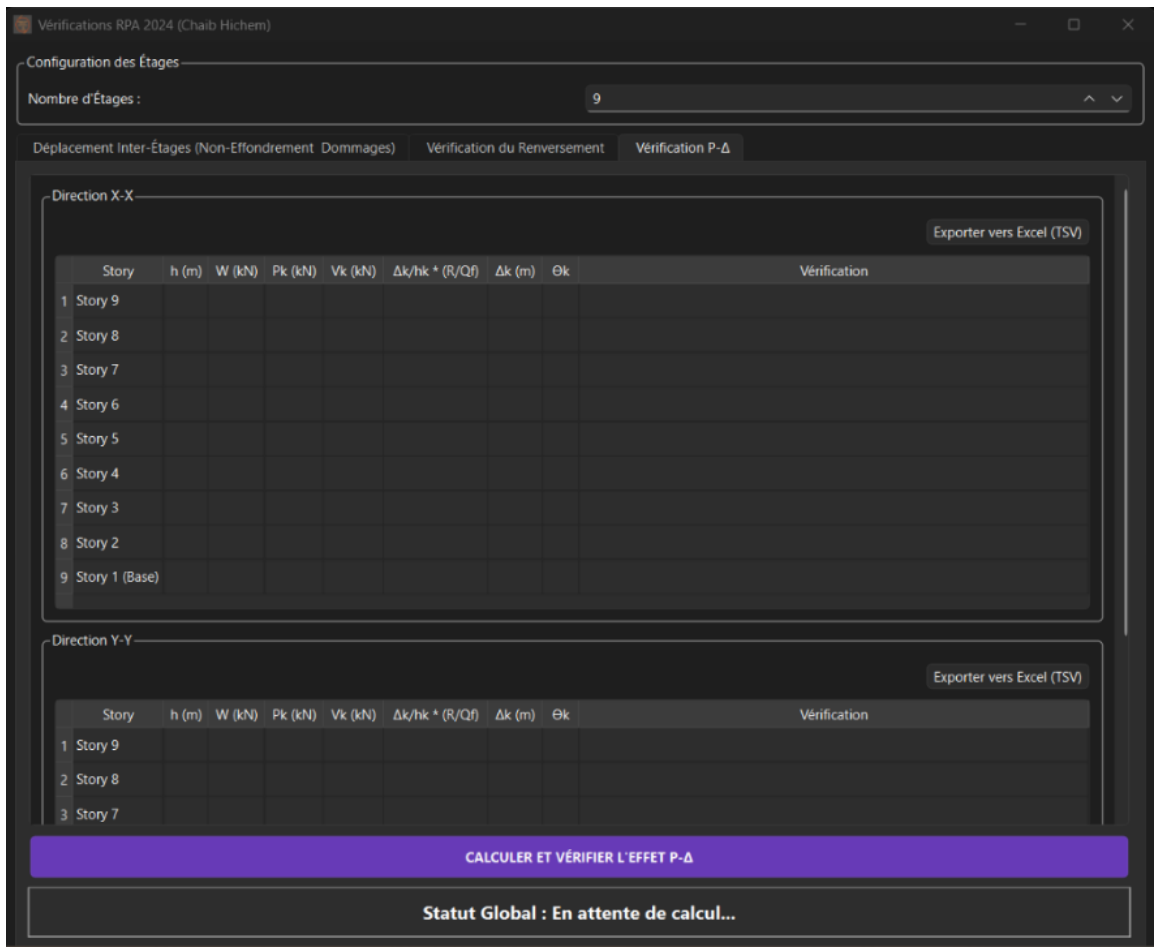


Figure VIII. 8 : Interface de saisie des données de Vérification Effet P-Δ.

VIII.3.4.2. Résultats de la vérification du déplacement inter-étage

La figure 9 illustre l'affichage des résultats de la vérification du déplacement inter-étage, pour les deux directions X et Y, avec indication du statut réglementaire à chaque niveau et le statu global de la structure.

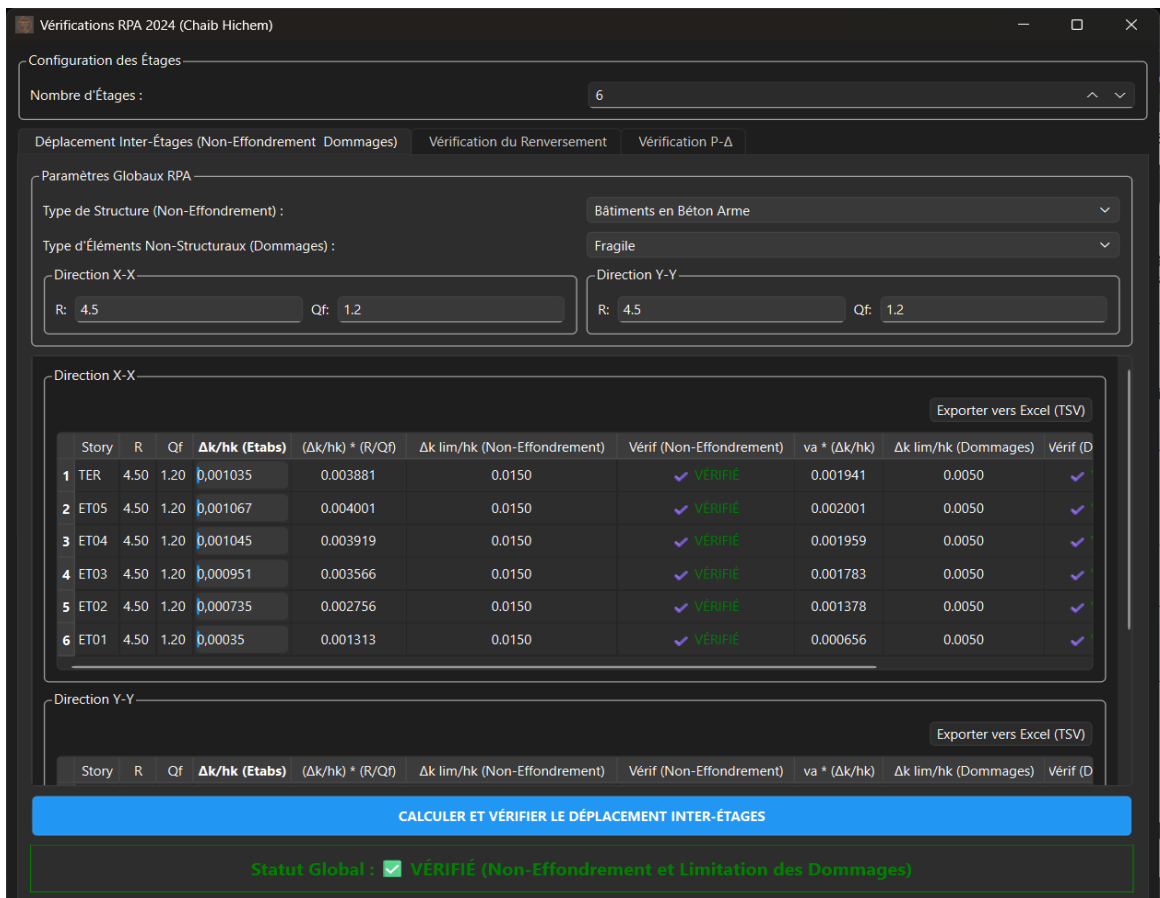


Figure VIII. 9 : Résultats de la vérification du déplacement inter-étage Directions X et Y.

VIII.3.4.3. Résultats de la vérification au renversement

La figure 10 présente les résultats de la vérification au renversement, avec affichage du moment stabilisateur, du moment de renversement et du rapport réglementaire Fs.

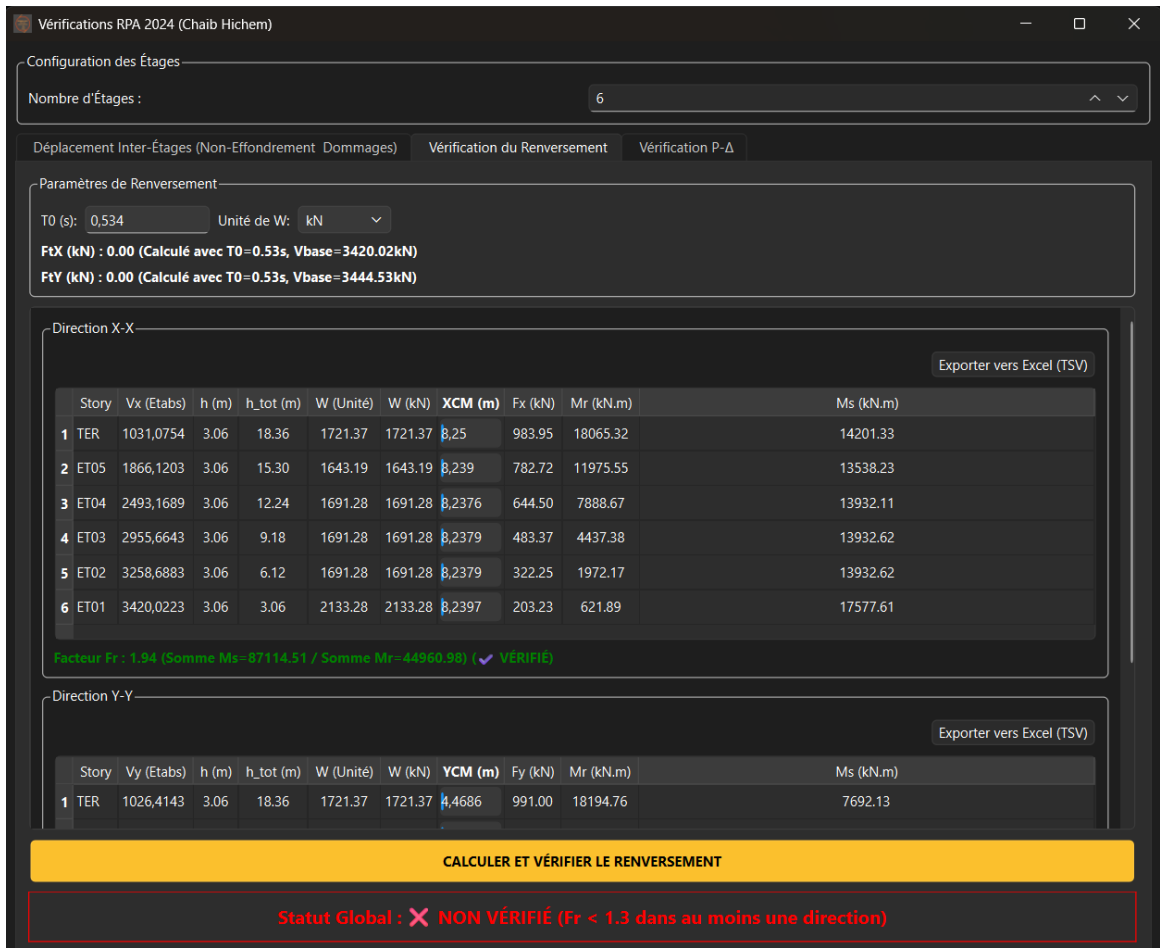


Figure VIII. 10 : Résultats de la vérification au non renversement Directions X et Y.

VIII.3.4.4. Résultats de la vérification de l'effet P-Delta

La figure 11 montre les résultats de la vérification de l'effet P-Delta, avec les coefficients θ_i calculés à chaque niveau et comparés au seuil limite du RPA 2024.

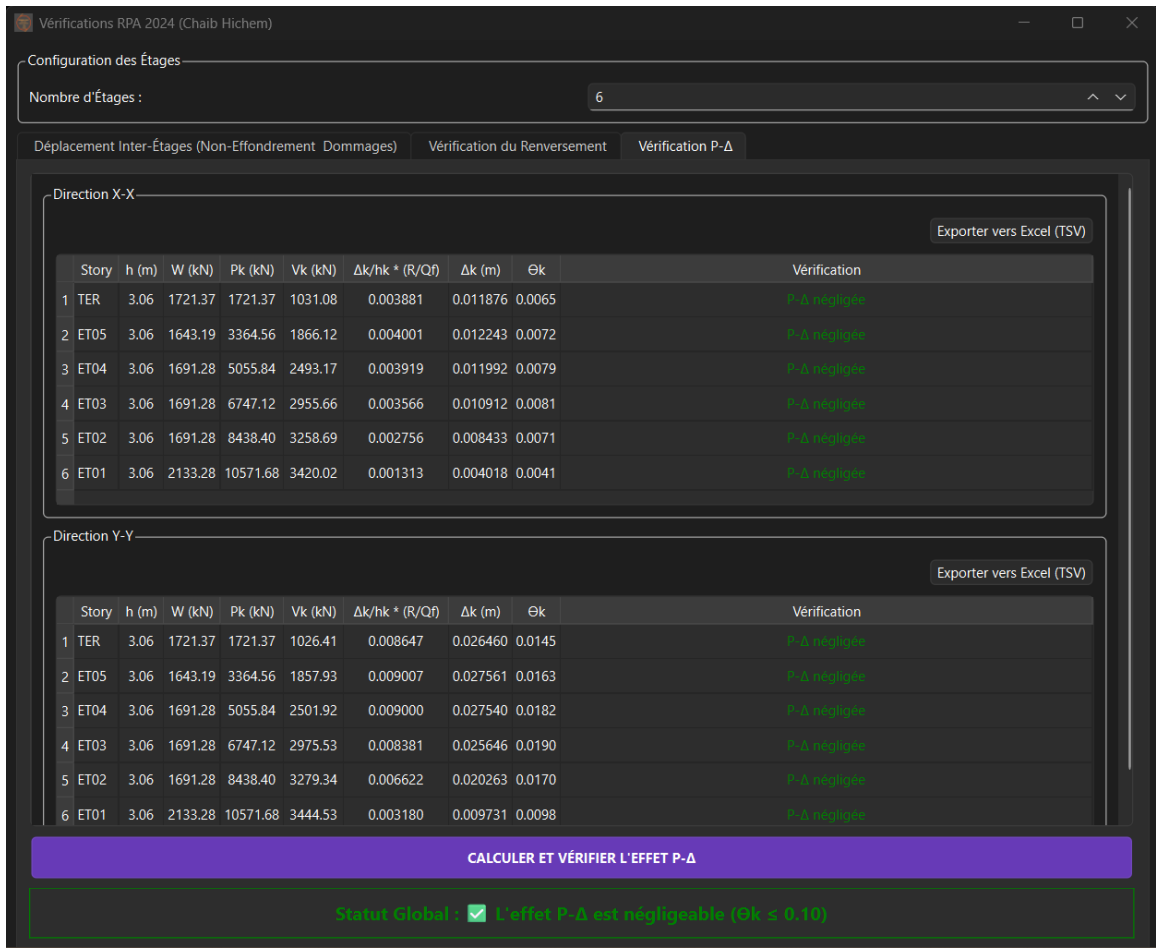


Figure VIII. 11 : Résultats de la vérification de l'effet P-Delta Directions X et Y.

VIII.3.5. Validation par comparaison avec Excel

La même structure R+5 utilisée pour la validation de l'outil Spectres a été employée ici pour valider l'outil de vérifications. Après saisie des données nécessaires dans le programme, celui-ci calcule automatiquement les trois vérifications réglementaires et restitue les résultats. Ces derniers ont ensuite été comparés à des calculs de référence réalisés manuellement sous Excel, en appliquant les formules du RPA 2024.

VIII.3.5.1. Données d'entrée du cas test

Tableau VIII. 6 : Paramètres de la structure utilisé pour la validation.

Paramètre	Valeur
Nombre d'étages	6
Hauteur d'étage h_i (m)	3,06
Coefficient de comportement R	4,5

CHAPITRE VIII: DEVELOPPEMENT D'OUTILS DE CALCUL PYTHON POUR VERIFICATION SISMIQUE (RPA 2024)

Zone sismique	VI
Facteur de qualité Qf	1,2
Groupe d'importance	1B
Type de site	S3

VIII.3.5.2. Déplacement inter-étage Direction X

Tableau VIII. 7 : Comparaison des déplacements inter-étages Direction X Non effondrement.

Niveau	Story Drift Δ_i/h_i	$\Delta_i/h_i*(R/Qf)$ Excel	$\Delta_i/h_i*(R/Qf)$ Python	Δ/h adm.	Vérif. Excel	Vérif. Python	Écart (%)
TER	0,001035	0,003881	0,003881	0,015	Vérifier	Vérifier	0
ET05	0,001067	0,004001	0,004001	0,015	Vérifier	Vérifier	0
ET04	0,001045	0,003919	0,003919	0,015	Vérifier	Vérifier	0
ET03	0,000951	0,003566	0,003566	0,015	Vérifier	Vérifier	0
ET02	0,000735	0,002756	0,002756	0,015	Vérifier	Vérifier	0
ET01	0,00035	0,001313	0,001313	0,015	Vérifier	Vérifier	0

Tableau VIII. 8 : Comparaison des déplacements inter-étages Direction X Limitation des dommages.

Niveau	Story Drift Δ_i/h_i	$va*\Delta_i/h_i*(R/Qf)$ Excel	$va*\Delta_i/h_i*(R/Qf)$ Python	Δ/h adm. (Fragile)	Vérif. Excel	Vérif. Python	Écart (%)
TER	0,001035	0,001941	0,001941	0,005	Vérifier	Vérifier	0
ET05	0,001067	0,002001	0,002001	0,005	Vérifier	Vérifier	0
ET04	0,001045	0,001959	0,001959	0,005	Vérifier	Vérifier	0
ET03	0,000951	0,001783	0,001783	0,005	Vérifier	Vérifier	0

CHAPITRE VIII: DEVELOPPEMENT D'OUTILS DE CALCUL PYTHON POUR VERIFICATION SISMIQUE (RPA 2024)

ET02	0,000735	0,001378	0,001378	0,005	Vérifier	Vérifier	0
ET01	0,00035	0,000656	0,000656	0,005	Vérifier	Vérifier	0

VIII.3.5.3. Déplacement inter-étage Direction Y

Tableau VIII. 9 : Comparaison des déplacements inter-étages Direction Y Non effondrement.

Niveau	Story Drift Δ_i/h_i	$\Delta_i/h_i*(R/Qf)$ Excel	$\Delta_i/h_i*(R/Qf)$ Python	Δ/h adm.	Vérif. Excel	Vérif. Python	Écart (%)
TER	0,002306	0,008648	0,008648	0,015	Vérifier	Vérifier	0
ET05	0,002402	0,009008	0,009008	0,015	Vérifier	Vérifier	0
ET04	0,0024	0,009000	0,009000	0,015	Vérifier	Vérifier	0
ET03	0,002235	0,008381	0,008381	0,015	Vérifier	Vérifier	0
ET02	0,001766	0,006623	0,006623	0,015	Vérifier	Vérifier	0
ET01	0,000848	0,003180	0,003180	0,015	Vérifier	Vérifier	0

Tableau VIII. 10 : Comparaison des déplacements inter-étages Direction Y Limitation des dommages.

Niveau	Story Drift Δ_i/h_i	$va*\Delta_i/h_i*(R/Qf)$ Excel	$va*\Delta_i/h_i*(R/Qf)$ Python	Δ/h adm. (Fragile)	Vérif. Excel	Vérif. Python	Écart (%)
TER	0,002306	0,004324	0,004324	0,005	Vérifier	Vérifier	0
ET05	0,002402	0,004504	0,004504	0,005	Vérifier	Vérifier	0
ET04	0,0024	0,004500	0,004500	0,005	Vérifier	Vérifier	0
ET03	0,002235	0,004191	0,004191	0,005	Vérifier	Vérifier	0
ET02	0,001766	0,003311	0,003311	0,005	Vérifier	Vérifier	0
ET01	0,000848	0,001590	0,001590	0,005	Vérifier	Vérifier	0

CHAPITRE VIII: DEVELOPPEMENT D'OUTILS DE CALCUL PYTHON POUR VERIFICATION SISMIQUE (RPA 2024)

VIII.3.5.4. Vérification au renversement :

Ms = moment stabilisateur ; Mr = moment de renversement

Tableau VIII. 11 : Comparaison des résultats de la vérification au renversement.

Dir.	Ms Excel (kN.m)	Ms Python (kN.m)	Mr Excel (kN.m)	Mr Python (kN.m)	FS Excel	FS Python	Écart Ms (%)	Écart Mr (%)	Vérif.
X	8711 4,51	8711 4,51	4496 0,98	4496 0,98	1,94	1,94	0	0	Vérifier
Y	4771 2,67	4771 2,67	4528 3,15	4528 3,15	1,05	1,05	0	0	Non Vérifier

VIII.3.5.5. Effet P-Delta Direction X :

Tableau VIII. 12 : Comparaison des coefficients θ_i Direction X.

Niveau	θ_i Excel	θ_i Python	θ limite	Écart (%)	Vérif. Excel	Vérif. Python
TER	0,0065	0,0065	0,1	0	P- Δ négligée	P- Δ négligée
ET05	0,0072	0,0072	0,1	0	P- Δ négligée	P- Δ négligée
ET04	0,0079	0,0079	0,1	0	P- Δ négligée	P- Δ négligée
ET03	0,0081	0,0081	0,1	0	P- Δ négligée	P- Δ négligée
ET02	0,0071	0,0071	0,1	0	P- Δ négligée	P- Δ négligée
ET01	0,0041	0,0041	0,1	0	P- Δ négligée	P- Δ négligée

VIII.3.5.6. Effet P-Delta Direction Y :

Tableau VIII. 13 : Comparaison des coefficients θ_i Direction Y.

Niveau	θ_i Excel	θ_i Python	θ limite	Écart (%)	Vérif. Excel	Vérif. Python
TER	0,0145	0,0145	0,1	0	P- Δ négligée	P- Δ négligée
ET05	0,0163	0,0163	0,1	0	P- Δ négligée	P- Δ négligée
ET04	0,0182	0,0182	0,1	0	P- Δ négligée	P- Δ négligée
ET03	0,0190	0,0190	0,1	0	P- Δ négligée	P- Δ négligée
ET02	0,0170	0,0170	0,1	0	P- Δ négligée	P- Δ négligée
ET01	0,0098	0,0098	0,1	0	P- Δ négligée	P- Δ négligée

VIII.3.5.7. Analyse des résultats :

Les résultats fournis par le programme Vérifications RPA2024 coïncident parfaitement avec ceux obtenus à l'aide des feuilles de calcul Excel pour l'ensemble des paramètres étudiés.

Synthèse de la comparaison Excel / Python Outil Vérifications RPA 2024 :

- Déplacement inter-étage X (Non effondrement) : résultats Excel et Python identiques sur les 6 niveaux écart = 0 %.
- Déplacement inter-étage X (Limitation des dommages) : résultats identiques sur les 6 niveaux écart = 0 %.
- Déplacement inter-étage Y (Non effondrement) : résultats identiques sur les 6 niveaux écart = 0 %.
- Déplacement inter-étage Y (Limitation des dommages) : résultats identiques sur les 6 niveaux écart = 0 %.
- Renversement : M_s Excel = M_s Python et M_r Excel = M_r Python dans les deux directions écart = 0 %.
- Effet P- Δ X : θ_i Excel = θ_i Python sur les 6 niveaux — écart = 0 %.
- Effet P- Δ Y : θ_i Excel = θ_i Python sur les 6 niveaux — écart = 0 %.

CHAPITRE VIII: DEVELOPPEMENT D'OUTILS DE CALCUL PYTHON POUR VERIFICATION SISMIQUE (RPA 2024)

Les résultats obtenus par le programme Python sont identiques à ceux calculés sous Excel pour les trois vérifications et dans les deux directions, avec un écart nul (0 %) sur l'ensemble des 6 niveaux de la structure. Cette concordance totale confirme que l'outil calcule et vérifie correctement les critères réglementaires du RPA 2024 après saisie des données par l'utilisateur.

VIII.4. CHOIX TECHNOLOGIQUES ET ENVIRONNEMENT DE DEVELOPPEMENT

Les deux outils ont été développés en Python, un langage open source reconnu pour sa simplicité, ses bibliothèques scientifiques et sa capacité à intégrer calculs numériques et interfaces graphiques dans un même programme. Ce choix facilite également la maintenance et l'évolution future des applications.

Quatre bibliothèques principales ont été utilisées :

- PySide6 (Qt for Python) : utilisée pour développer l'interface graphique (fenêtres, onglets, tableaux, zones de paramètres, etc.) et assurer la synchronisation automatique des données entre les différents modules de vérification.
- NumPy : utilisée pour certains traitements numériques ponctuels.
- Matplotlib : utilisée dans l'outil Spectre RPA 2024 pour le tracé interactif des courbes spectrales directement intégrées à l'interface graphique.
- PyInstaller : utilisé pour générer des fichiers exécutables Windows autonomes (.exe) ne nécessitant aucune installation préalable de Python.

L'ensemble a été développé selon une architecture orientée objet claire, permettant d'obtenir des outils fiables, faciles à maintenir et directement exploitables par un ingénieur.

Le code intègre également plusieurs fonctionnalités avancées, notamment :

- La gestion dynamique des étages et des tableaux de calcul ;
- Le copier-coller multi-cellules pour l'importation rapide des résultats de ETABS ;
- La synchronisation automatique des données entre les vérifications de déplacement inter-étages, de renversement et de l'effet P- Δ .
- L'exportation des résultats vers des fichiers compatibles Excel.
- La vérification automatique des critères réglementaires du RPA 2024 avec affichage des statuts de conformité.

Cet environnement de développement a permis de concevoir des outils interactifs, automatisés et adaptés aux besoins pratiques des vérifications parasismiques des structures.

VIII.5. CONCLUSION :

Ces deux outils constituent une contribution concrète à l'automatisation des calculs parasismiques selon le RPA 2024. Ils permettent la détermination automatique des paramètres sismiques réglementaires tout en garantissant la conformité des calculs et en éliminant les erreurs de lecture manuelle.

La validation par comparaison avec des calculs Excel indépendants a confirmé la fiabilité des résultats obtenus, avec des écarts nuls sur l'ensemble des grandeurs calculées. L'outil de vérifications a également permis d'identifier un problème structurel critique lié au non-respect de la condition de renversement en direction Y, démontrant ainsi son efficacité dans la détection des configurations potentiellement dangereuses et non conforme.

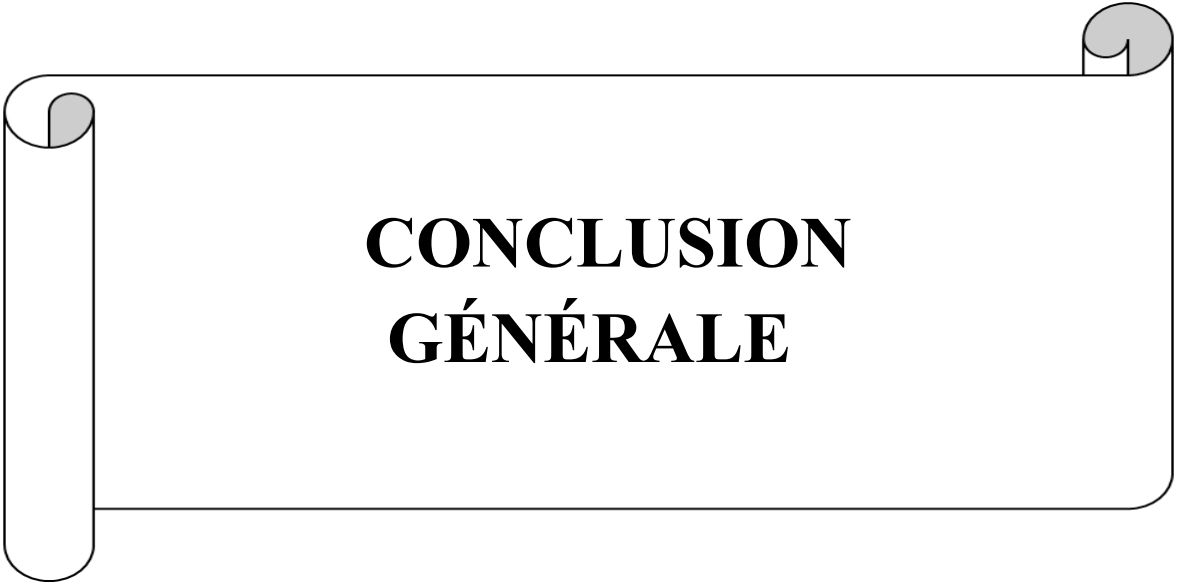
Ces développements réduisent considérablement le temps de vérification, limitent les erreurs de calcul manuel et assurent une meilleure traçabilité des résultats. Grâce à l'utilisation de PySide6, les interfaces graphiques offrent une expérience professionnelle et intuitive.

Enfin, ce travail ouvre des perspectives prometteuses pour l'intégration de la programmation dans le domaine du génie civil, notamment pour l'automatisation d'autres calculs structuraux et le développement d'outils numériques accessibles contribuant à la modernisation des pratiques d'ingénierie et au renforcement de la sécurité des ouvrages.

VIII.6. PERSPECTIVES FUTURES

Plusieurs perspectives d'amélioration sont envisagées :

- Connexion avec ETABS via l'API pour importer automatiquement les résultats.
- Ajout de nouvelles vérifications réglementaires du RPA 2024.
- Génération automatique de rapports de calcul au format PDF ou Word.
- Amélioration des représentations graphiques des résultats.



CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Les bâtiments de grande hauteur constituent aujourd'hui une réponse aux exigences croissantes d'urbanisation et de densification des grandes villes. Toutefois, leur conception en zone de forte sismicité représente un défi majeur nécessitant le recours à des méthodes d'analyse performantes et à des outils de vérification adaptés.

Dans ce contexte, le présent projet est porté sur la conception et l'étude d'un immeuble de grande hauteur en béton armé, de configuration R+15+2 attiques+7 entre-sols+4 sous-sols, implanté à Alger en zone de forte sismicité conformément aux dispositions du RPA 2024. L'étude a couvert l'ensemble des étapes de conception structurale, depuis le prédimensionnement des éléments porteurs jusqu'à l'évaluation avancée de la performance sismique de l'ouvrage.

L'analyse dynamique réalisée sur trois variantes structurales a permis d'identifier la solution voiles-dalles comme étant la plus efficace vis-à-vis des exigences de rigidité, de stabilité et de comportement sismique. Le dimensionnement et le ferrailage des différents éléments structuraux ont ensuite été réalisés conformément aux prescriptions réglementaires en vigueur.

L'une des contributions majeures de ce travail réside dans l'évaluation de la performance sismique du bâtiment par analyse dynamique non linéaire temporelle « type FNA » sous huit accélérogrammes compatibles avec le spectre élastique du RPA 2024. Les résultats obtenus ont montré que la structure présente un comportement particulièrement satisfaisant, les déplacements, dérives inter-étages, efforts tranchants à la base et moments de renversement demeurant compatibles avec les exigences réglementaires. L'évaluation réalisée selon l'ASCE 41 a permis de conclure à l'atteinte du niveau de performance d'occupation immédiate de la structure (Immediate Occupancy - IO), traduisant une capacité élevée de la structure à conserver son intégrité et sa fonctionnalité après un séisme sévère.

Une seconde contribution importante concerne le développement de deux outils informatiques sous Python dédiés aux vérifications parasismiques selon le RPA 2024. Ces applications permettent l'automatisation du calcul des spectres sismiques ainsi que de plusieurs contrôles réglementaires, notamment les dérives inter-étages, la stabilité au renversement et les effets du second ordre. La validation effectuée par comparaison avec des calculs indépendants a montré une concordance parfaite des résultats, confirmant ainsi la fiabilité des outils développés.

Au terme de cette étude, il apparaît que l'association d'une modélisation numérique rigoureuse, d'analyses dynamiques avancées et d'outils de calcul constitue une approche particulièrement pertinente pour la conception et l'évaluation des bâtiments de grande hauteur en zone sismique. Les résultats obtenus confirment non seulement la conformité réglementaire de la structure étudiée, mais également sa capacité à atteindre un niveau de performance élevé face aux sollicitations sismiques, contribuant ainsi au développement d'ouvrages plus sûrs et plus résilients.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Perspectives

Les résultats obtenus dans ce travail ouvrent plusieurs perspectives d'approfondissement et d'amélioration, tant sur le plan de la modélisation structurelle que sur celui des outils numériques développés.

Dans un premier temps, une perspective importante consiste à intégrer l'interaction sol-structure dans les modèles de calcul. En effet, la prise en compte de la flexibilité du sol, notamment pour les sites de catégorie S3, peut influencer de manière significative la réponse dynamique globale du bâtiment et modifier les sollicitations internes, en particulier pour les structures de grande hauteur.

Sur le plan numérique, une perspective importante concerne l'utilisation de la méthode d'intégration directe (Direct Integration Method DIM) pour l'analyse dynamique non linéaire. Comparée à la méthode FNA utilisée dans ce travail, la « DIM » permet d'avoir une analyse plus rigoureuse avec des résultats plus précise des comportements non linéaires. Toutefois, son application reste fortement coûteuse en temps de calcul et nécessite des moyens performants.

Concernant les outils développés sous Python, plusieurs évolutions peuvent être envisagées. L'intégration avec l'API-ETABS permettrait d'automatiser entièrement la chaîne de calcul, depuis l'import des résultats jusqu'aux vérifications réglementaires et à la génération automatique de rapports techniques. Par ailleurs, l'extension de ces outils à l'ensemble des vérifications du RPA 2024 offrirait une plateforme plus complète d'aide au dimensionnement parasismique.

Enfin, l'application de la méthodologie développée dans ce mémoire à d'autres typologies structurales, notamment les bâtiments irréguliers ou les structures mixtes, permettrait de généraliser l'approche et de renforcer les méthodes d'analyse basées sur la performance dans le contexte des zones de forte sismicité.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] A. L. T. Khuong le nguyen, « Contribution à la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séismes, » l'institut national des sciences appliquées de lyon, lyon, 2015,
- [2] Housner, G.W. (1959), "Behavior of Structures during Earthquakes", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, vol. 85, N° EM4, Proc. Paper 2220, pp.109-129.
- [3] M. BELHOCINE Ep Idiri « Evaluation du comportement non linéaire des structures en béton armé vis-à-vis des sollicitations sismiques » En vue de l'obtention du diplôme de Docteur en Génie Civil
- [4] FEKHAR. F, KHAROUBI.R. Analyse de la ductilité locale des poutres en béton armé selon les différents règlements parasismiques. Thème de master académique, Département de Génie Civil, CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT 2019.
- [5] Mémoire présenté pour l'obtention Du diplôme de Master Académique « Analyse dynamique non linéaire temporelle des structures en acier a nœuds semi-rigides », Chapitre 1 : Comportement sismique des structures en aciers,
- [6] International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology (IJRASET), ISSN: 2321-9653; IC Value: 45.98; SJ Impact Factor: 7.538, Volume 11 Issue V May 2023, pages 7480-7482.
- [7] B. Standard, « "Eurocode 8», » chez Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1: 1998-1, (2005).
- [8] FEMA-356, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000
- [9] ATC-40, 1996 "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", ATC 40, Redwood City: Applied Technology Council, 1996
- [10] Gruttmann, F., Sauer, R., Wagner, W. (2000), " Theory and numeric of three-dimensional beams with elastoplastic material behavior ", Int. J. Numer. Meth. Engng 48, pages 1675-1702.
- [11] LI, Q.S., Chen, J.M. (2003), "Non-linear elastoplastic dynamic analysis of single layer reticulated shells subjected to earthquake excitation", Computers and Structures 81, pages 177-188.
- [12] Davenne, L., Ragueneau, F., Mazars, J., Ibrahimbegovic, A. (2003), " Efficient approaches to finite element analysis in earthquake engineering ", Computers and structures 81, pages 1223-1239.
- [13] S, Khalfallah, A., Charif, (2004), "Modélisation du comportement non linéaire des structures en béton armé", Sciences et technologie B – N°21, pp. 29-35
- [14] Lee, P.S., McClure, G. (2006), " A general three-dimensional L-section beam finite element for elastoplastic large deformation analysis ", Computers and Structures 84, pages 215-229.

[15] A.K. Chopra. Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering.

[16]: «Building the Performance You Need», a Guide to State-of-the-Art Tools for Seismic Design and Assessment, FEMA P-58-7 / December 2018

[17]: Dr. Naveed Anwar: « Nonlinear Modeling of Structures », FROM FUNDAMENTALS TO APPLICATION.

[18]: Mazhar, H., Najam, F.A., Ahmed, L. & Akram, H.Z. (2016). Nonlinear Modeling and Analysis of RC Buildings using ETABS (version 2016 and onwards). NUST Institute of Civil Engineering, Islamabad.

[19]: J. C. Reyes and E. Kalkan, Evaluation of the required number of records for the ASCE/SEI 7 ground motion scaling procedure, procedure,” US Geol. Surv. open file Rep. Rep., vol.1083, no. 2 011, p. 34, 2011